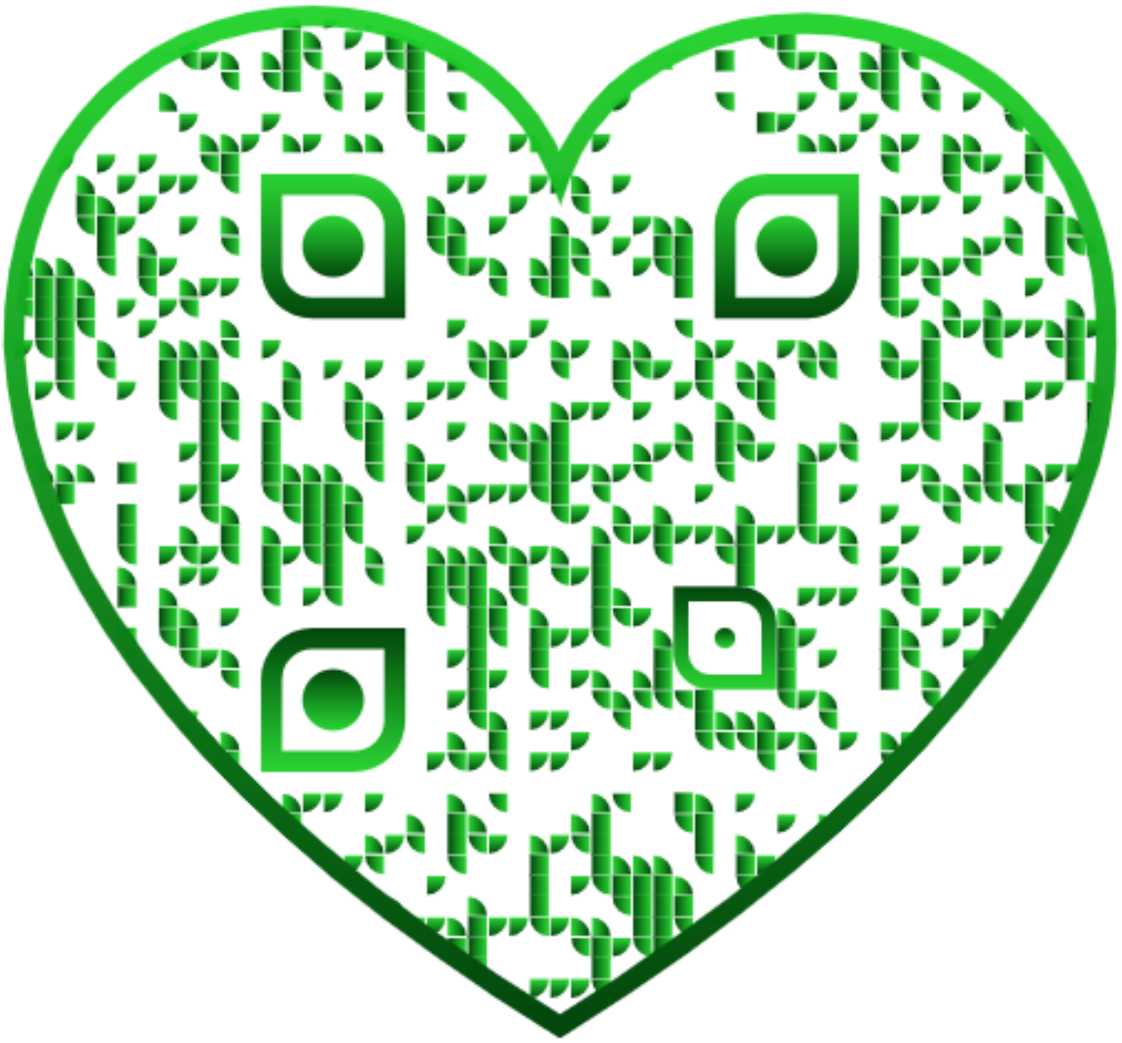
Génie civil

Guide pratique des stations de traitement des eaux

Xavier Lauzin

EYROLLES



Guide pratique des **stations de traitement des eaux**

Dans la même collection

B. Seemann. – **Le contrôle d'étanchéité**, 2008
Y. Xiong. – **Formulaire de résistance des matériaux**, 2002

Collection Eurocodes

Eurocode 2
J.-M. Paillé. – **Calcul des structures en béton**, 2009
J. Roux. – **Pratique de l'eurocode 2**, 2009
J. Roux. – **Maîtrise de l'eurocode 2**, 2009

Eurocode 5
Y. Benoit, B. Legrand et V. Tastet. – **Calcul des structures en bois**, 2e édition, 2009

Eurocode 6
M. Hurez, N. Juraszek et M. Pelcé. – **Dimensionner les ouvrages en maçonnerie**, 2009

Eurocode 8
V. Davidovici. – **Constructions parasismiques** (à paraître en 2010)

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :
EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium
Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre.

Guide pratique des **stations de traitement des eaux**

Xavier Lauzin

EYROLLES

Éditions Eyrolles
61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

DANGER
LE PHOTOCOPILLAGE TUE LE LIVRE

Le code de la propriété intellectuelle du 1er juillet 1992 interdit en effet expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée notamment dans les établissements d'enseignement, provoquant une baisse brutale des achats de livres, au point que la possibilité même pour les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.
En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Éditeur ou du Centre Français d'exploitation du droit de copie, 20, rue des Grands Augustins, 75006 Paris.
© Groupe Eyrolles, 2010, ISBN : 978-2-212-12566-5

Sommaire

Remerciements 1

Avant-propos 3

Biographie 5

Partie I

Les études préalables

1. Les études d'impact 8
2. L'étude du contenu 9
3. L'étude géotechnique 10
   - 3.1 Rappels sur la classification des sols et leur comportement 10
     - 3.1.1 Origine des sols 10
     - 3.1.2 Structure des sols 11
     - 3.1.3 Identification des sols 12
     - 3.1.4 Cas particuliers des sols pulvérulents et des argiles 19
   - 3.2 Présence d'eau dans les sols 19
     - 3.2.1 Eau libre 20
     - 3.2.2 Eau capillaire 24
     - 3.2.3 Principes de la consolidation des sols 25
   - 3.3 Identification des risques potentiels 26
     - 3.3.1 Risque karstique 26
     - 3.3.2 Risque inhérent aux sols gonflants et rétractables 27
     - 3.3.3 Risque inhérent à la réalisation de fondation sur des sols hétérogènes 28
     - 3.3.4 Risque inhérent à l'interaction des bulbes de contraintes 29
     - 3.3.5 Risque inhérent à une construction sur des pentes 29

3.3.6 Risque inhérent au gel et dégel des sols 32
3.3.7 Risque de liquéfaction des sols 33
3.4 Rôle de l'étude géotechnique, moyens d'investigation, missions normalisées 34
3.4.1 Le rôle de l'étude géotechnique 34
3.4.2 Les moyens d'investigation 34
3.4.3 Les différentes missions géotechniques normalisées (selon la NFP 94-500 de décembre 2006) 57
3.5 Consultation du géotechnicien, interprétation du rapport géotechnique 61
3.5.1 Consultation du géotechnicien 61
3.5.2 Interprétation du rapport géotechnique 61
3.6 Prise en compte au niveau du projet 68

Partie II

La conception des ouvrages

1. La fondation 72
1.1 Les fondations superficielles 72
1.1.1 Textes réglementaires 72
1.1.2 Définition d'une fondation superficielle 72
1.1.3 Description des différents types de fondations superficielles 74
1.1.4 Comportement d'une semelle chargée 74
1.1.5 Principe de justification d'une semelle superficielle 75
1.1.6 Cas particulier des radiers et dallage 76
1.1.7 Exemple de fondations superficielles 78
1.2 Les fondations profondes et semi-profondes 81
1.2.1 Textes réglementaires 81
1.2.2 Définition d'une fondation profonde et semi-profonde 81
1.2.3 Pieu soumis à une charge verticale : mode de fonctionnement 81
1.2.4 Efforts parasites 82
1.2.5 Classification des fondations profondes 83
1.2.6 Mode de réalisation 85

1.3 Les renforcements de sols et fondations mixtes 90
1.3.1 Textes réglementaires 90
1.3.2 Définition du renforcement 90
1.3.3 Principales techniques de renforcement 91
2. Les structures 101
2.1 Notion de résistance des matériaux 101
2.1.1 La compression/la traction 103
2.1.2 La flexion pure 104
2.1.3 Les sollicitations à l'effort tranchant 106
2.1.4 La déformation d'effort tranchant 107
2.1.5 La torsion 108
2.2 Le béton armé 108
2.2.1 Historique du béton armé 108
2.2.2 Textes réglementaires 109
2.2.3 Le béton 109
2.2.4 Les aciers 115
2.3 Le béton précontraint 127
2.3.1 Le béton précontraint : origine 127
2.3.2 Définitions du béton précontraint 128
2.3.3 Principes du béton précontraint 128
2.3.4 Les règlements appliqués 131
2.3.5 Matériaux et technologie du béton précontraint 131
2.3.6 La mise en œuvre de la précontrainte 137
2.3.7 Les pertes de précontraintes (§ 3 du BPEL 91) 140
2.3.8 Actions et sollicitations (§ 4 du BPEL 91) 145
2.3.9 Les classes de précontrainte (§ 6.1.2 du BPEL 91) 149
2.3.10 Règles complémentaires relatives aux armatures passives (§ 6.1.3 du BPEL 91) 151
2.3.11 Définition des sections (§ 5 du BPEL 91) 153
2.4 L'acier 154
2.4.1 Textes réglementaires 154
2.4.2 Le matériau acier 154
2.4.3 Structure générale de l'ossature 159

2.5 Les matériaux composites 168
2.5.1 Composition des matériaux composites 168
2.5.2 Compatibilité des matrices et des fibres 173
2.5.3 Caractéristiques générales des matériaux composites 173
2.5.4 Application des matériaux composites à la construction 174
3. Application aux ouvrages hydrauliques 176
3.1 Généralités 176
3.1.1 Environnement réglementaire 176
3.1.2 Principaux ouvrages concernés 176
3.1.3 Différents types d'ouvrages 177
3.2 Principales dispositions du fascicule 74 de mars 1998 177
3.2.1 Classement des ouvrages 177
3.2.2 Contraintes liées au contenu 178
3.2.3 Actions à prendre en compte 193
3.2.4 Ouvrages en béton armé 194
3.2.5 Ouvrages en béton précontraint 197
3.2.6 Dispositions particulières applicables aux fondations 198
3.2.7 Dispositions particulières applicables aux réservoirs surélevés 199
3.2.8 Dispositions particulières aux coupoles 200
3.2.9 Application aux ouvrages circulaires et parallélépipédiques 200
3.3 Application de l'eurocode 2 partie 3 (Silos et réservoirs) : calcul des structures en béton .. 201
3.3.1 Domaine d'application 201
3.3.2 Références normatives 201
3.3.3 Bases de calcul : comparaison EC 2 et fascicule 74 201
3.3.4 Dispositions constructives de l'eurocode 2 204
4. Application aux ouvrages de bâtiments 207
4.1 Les contraintes de résistance et de durabilité 207
4.2 Les contraintes de fonctionnement et d'entretien 207
4.3 Les contraintes de sécurité pour le personnel et le public 207

4.4 Les contraintes architecturales et environnementales 208

Partie III

L'exécution des ouvrages

1. La période de préparation 210
2. L'implantation des ouvrages 210
3. Le terrassement et les fouilles 210
4. L'acceptation des sols de fondations 211
   4.1 Exemples de réalisation de fondations profondes et de rideaux 211
      4.1.1 Pieux forés à la tarière creuse 211
      4.1.2 Parois moulées 212
   4.2 Exemples de réalisation de fondations mixtes (radier/pieux) 217
5. Le prédimensionnement des ouvrages 218
   5.1 Prédimensionnement rapide des réservoirs circulaires 218
   5.2 Exemple pratique de prédimensionnement d'un réservoir circulaire 222
      5.2.1 Hypothèses générales 222
      5.2.2 Définition des actions 223
      5.2.3 Définition de la géométrie de l'ouvrage 224
      5.2.4 Détermination des efforts dans la paroi 224
      5.2.5 Détermination des sections d'armatures 232
      5.2.6 Vérification du gradient thermique 233
      5.2.7 Vérification des contraintes 234
   5.3 Prédimensionnement des réservoirs parallélépipédiques 235
6. Les coffrages et les armatures 238
   6.1 Coffrage 238
      6.1.1 Classement des parements 238
      6.1.2 Intérieur d'un bassin tampon 239
      6.1.3 État de surface des ouvrages hydrauliques 240
      6.1.4 La surveillance des travaux 241
   6.2 Armatures 241
      6.2.1 Exemple sur les voiles d'un dessableur 242
      6.2.2 Traitement des reprises de bétonnage 242

6.2.3 Spécificités des constructions en région où des dispositions parasismiques sont exigées 243
7. La fabrication et la mise en œuvre des bétons 250
8. Les contrôles, les essais et les épreuves 250
8.1 Essais soniques par transparence 251
8.2 Essais par micro-sismique transparence 254
8.3 Essais par impédance mécanique 254
8.4 Carottage mécanique 255
8.5 Essai de chargement 256
8.6 Essai de mise en eau 258

Bibliographie 261

Remerciements

Je tiens à remercier l'ensemble du personnel de la direction opérationnelle de l'Eau et de l'Assainissement de la communauté urbaine de Bordeaux, et plus particulièrement Pascal Botzung et Francis Lamarque, sans qui cet ouvrage n'aurait probablement jamais vu le jour.

Avant-propos

Le présent ouvrage a pour vocation première de sensibiliser les non-spécialistes du génie civil aux différents problèmes qu'ils peuvent rencontrer lors de l'élaboration et de la réalisation d'un projet de station de traitement des eaux.

Il s'adresse donc en priorité aux responsables du process ainsi qu'aux jeunes ingénieurs voulant s'initier aux spécificités du génie civil des réservoirs.

Il en a résulté une organisation tripartite basée sur celle du fascicule 74 du CCTG et correspondant aux différentes phases que sont les études préalables, la conception et enfin la réalisation des structures.

Une place importante a été faite au matériau béton pour son utilisation majoritaire dans les ouvrages de rétention des eaux ainsi qu'aux matériaux composites que les caractéristiques mécaniques et physico-chimiques rendent particulièrement intéressants dans le cas de milieux fortement agressifs.

Enfin, l'ouvrage, conçu dans une période de transition entre l'application de la réglementation française et celle de la normalisation européenne, aborde les grandes lignes de la partie 3 de l'eurocode 2 relative au calcul des structures béton des silos et réservoirs.

Biographie

Spécialisé dans le contrôle des ouvrages de génie civil, Xavier Lauzin est ingénieur chef de projet à l'agence Socotec de Bordeaux.

Il intervient également comme enseignant au Cnam de Bordeaux et à l'Office international de l'eau de Limoges.

Partie I
LES ÉTUDES PRÉALABLES

1. Les études d'impact

Le fascicule 74 définit les différentes études à mener préalablement à la conception de la station. Il s'agit :

– de l'application de la loi du 3 janvier 1977 sur le projet architectural à joindre au niveau du permis de construire ;

– de l'application de la loi du 10 juillet 1976 sur la protection de la nature ;

– de l'application de la loi du 20 août 1985 sur les émergences des bruits à proximité des installations classées.

Est également à définir au préalable l'appartenance de l'ouvrage à certaines rubriques des installations classées.

Le décret n° 93-743 modifié par le décret 97-1133 du 8 décembre 1997 et le décret 2006-503 de mai 2006 classent les stations d'épuration des agglomérations d'assainissement ou dispositifs d'assainissement non collectifs en fonction de la charge brute de pollution organique à traiter (en DBO5) :

– supérieure ou égale à 600 kg : installation soumise à autorisation ;

– comprise entre 12 et 600 kg : installation soumise à déclaration.

D'autres rubriques peuvent également classer une station, telles que :

– la capacité des déversoirs d'orage ;

– les rejets d'eau pluviale ;

– l'épandage des boues ;

– les équipements techniques (digesteur, chaufferie au biogaz, etc.).

L'arrêté du 22 juin 2007 relatif au traitement des eaux usées des agglomérations d'assainissement (JORF n° 162) précise également quelques points pouvant intéresser le génie civil :

– article 9 : « les bassins d'orage réalisés dans l'enceinte de la station doivent être étanches et conçus de façon à faciliter leur nettoyage et la prévention des odeurs lors des vidanges ». Cette disposition rend l'utilisation de clapets de décharge prohibée et demande à réfléchir sur les solutions rapides (24 heures maximum) de maintenance ;

– article 12 : « les ouvrages sont régulièrement entretenus de manière à garantir le fonctionnement des dispositifs de traitement et de surveillance ». La conception des ouvrages devra prendre en compte la possibilité d'inspection périodique du génie civil ;

– article 13 : « les stations d'épuration ne doivent pas être implantées dans des zones inondables, sauf en cas d'impossibilité technique. Cette impossibilité doit être établie par la commune […], notamment en veillant à maintenir la station d'épuration hors d'eau et à permettre son fonctionnement normal ».

La prise en compte des exigences de ces différentes études d'impact peut donc influencer le choix du site d'implantation de la station, d'autant plus que l'on se place à l'intérieur du tissu urbain ou dans des zones à risques.

2. L'étude du contenu

Il est important, préalablement à la conception d'un ouvrage, de connaître de façon précise son contenu. Cette connaissance passe par l'analyse des caractéristiques mécaniques et physico-chimiques du liquide ou du gaz.

Le fascicule 74 du CCTG ainsi que les règles professionnelles font référence, en ce qui concerne les réservoirs en béton, aux normes FD P 18-011 et NF EN 206.1 (elles seront détaillées ultérieurement dans le chapitre réservé au matériau béton). Il convient cependant d'insister sur la nécessité de faire établir une analyse de l'effluent brut entrée de station (analyse de l'eau et des gaz) de façon à s'assurer de la compatibilité physico-chimique des matériaux choisis et de l'effluent. L'absence de cette étude préalable conduit généralement à des surcoûts relativement importants.

Voici un exemple de rapport d'analyse sur un effluent brut entrée station :

1 – Objet

– Prélèvements journaliers d'eau et d'air réalisés sur une semaine au niveau du collecteur de la STEP CANTINOLLE à EYSINES (33).
  - détermination de la concentration en H_2S dans l'air au niveau du collecteur,
  - détermination des caractéristiques de l'effluent journalier au niveau du collecteur en ce qui concerne les concentrations suivantes : pH, sulfates, ammonium, magnésium, CO_2 libre et H_2S.

2 – Méthodologies de mesurage – appareillage utilisé

– Prélèvement d'air : barbotage de l'air prélevé au niveau du collecteur dans deux absorbeurs contenant de l'acétate de zinc à 2 % puis dosage ultérieur en laboratoire de H_2S par colorimétrie.

– Prélèvement d'eau : un préleveur échantillonneur ISCQ modèle 3700 a permis un prélèvement de 80 ml toutes les 10 min écoulées.

3 – Résultats

Les prélèvemnets ont été réalisés au niveu du collecteur de la station d'épuration.

3.1 – Prélèvements d'air

Date	Teneur en H_2S (mg/m² à 20 °C)
du 21/05 – 11 h 30 au 22/05 – 9 h	1,45
du 22/05 – 9 h au 23/05 – 9 h	0,003
du 23/05 – 9 h au 24/05 – 9 h	0,18
du 27/05 – 9 h au 28/05 – 9 h	0,32

3.2 – Prélèvements d'eau

Date	pH	SO_4^{2-} (mg/l)	NH_4^+ (mg/l)	CO_2 libre (mg/l)	Mg^{2+} (mg/l)	H_2S (mg/l)
du 21/5 – 11 h 30 au 22/05 – 9 h	7,7	31	61,2	20,4	8	5,70
du 22/05 – 9 h au 23/05 – 9 h	$7,5_5$	13	57,6	22,0	7	1,10
du 23/05 – 9 h au 24/05 – 9 h	$7,7_5$	7	76,5	23,1	8	0,80
du 27/05 – 9 h au 28/05 – 9 h	7,4	9	107	25,3	8	0,80

3. L'étude géotechnique

Le choix du mode de fondation (fondation superficielle, fondation profonde, renforcement de sol, etc.) et l'adaptation au sol du projet sont assujettis à la réalisation d'une étude géotechnique. Le fascicule 74 du CCTG distingue différents types d'études.

– L'étude géotechnique préalable comprenant quatre étages :
  • 1er étage : l'enquête de sol ;
  • 2e étage : l'étude géotechnique qualitative ;
  • 3e étage : l'étude détaillée ;
  • 4e étage : la proposition d'un système de fondation.
– L'étude géotechnique d'exécution comportant la vérification de la faisabilité des dispositions prévues et l'adaptation aux problèmes posés. Ces études doivent en particulier définir de façon précise les éléments suivants :
  • contrainte de calcul ;
  • déformation ;
  • stabilité des pentes ;
  • zones karstiques ;
  • contraintes hydrologiques du site et analyse de l'eau de la nappe.

3.1 Rappels sur la classification des sols et leur comportement

3.1.1 Origine des sols

Il est de coutume de séparer les roches des sols par le seul fait que les sols peuvent être délités par agitation dans l'eau.

Les sols « meubles » sont généralement décomposés de la façon suivante :

– les sols résiduels dus à l'altération des sols en place (par exemple schistes décomposés en argile) ;

– les sols transportés (dus aux glaciers en mouvement, à l'eau des rivières, aux dépôts en milieu lacustre et fond de mer, à l'action éolienne) ;

– les sols provenant de la décomposition d'organismes vivants (par exemple les végétaux donnant des tourbes, la craie ou le sable corallien).

3.1.2 Structure des sols

Un sol est un assemblage de trois éléments :

– des grains solides ;

– de l'eau ;

– de l'air (ou du gaz).

3.1.2.1 Les grains solides

Ils forment le squelette du sol. La forme et la dimension de ces grains peuvent être très variables. Ils sont classés selon leur taille (diamètre moyen D). On distingue alors les catégories suivantes :

– blocs rocheux : $D > 200$ mm ;

– cailloux : $20 < D < 200$ mm ;

– graviers : $2 < D < 20$ mm ;

– sables graviers : $0{,}2 < D < 2$ mm ;

– sables fins : $20\ \mu m < D < 0{,}2$ mm ;

– limons : $2\ \mu m < D < 20\ \mu m$;

– argiles : $D < 2\ \mu m$.

Cette classification est susceptible d'être modifiée par la norme expérimentale XP 94-011 « Identification et classification des sols et des roches ».

Sont également à prendre en compte :

– la forme des grains : ronde, anguleuse, de type plaquette, etc. ;

– la nature minéralogique des grains.

3.1.2.2 L'eau

En dehors de l'eau de constitution du réseau cristallin, il existe dans les échantillons de sol :

– une eau libre qui circule entre les grains ;

– une eau liée par les tensions capillaires (si l'ensemble des vides entre grains est comblé d'eau, on dit que le sol est saturé) ;

– une eau liée par attraction électrique entre la charge négative à la surface d'une plaquette argileuse par exemple, et l'eau elle-même (eau adsorbée).

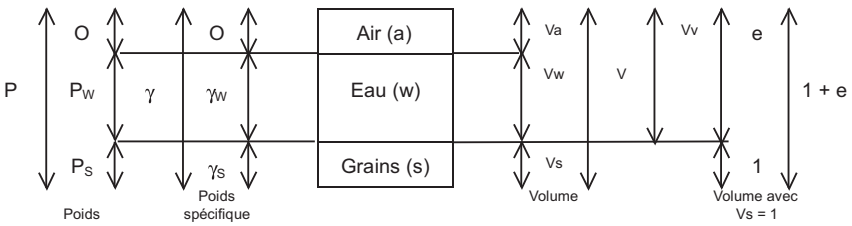
3.1.2.3 L'air et le gaz

Dans le cas où le terrain n'est pas saturé en eau (au-dessus d'une nappe phréatique par exemple), l'espace entre les grains contient de l'air ou du gaz issu de la décomposition des matières organiques (méthane en général).

3.1.3 Identification des sols

Les essais d'identification des sols sont réalisés en laboratoire à partir d'échantillons prélevés sur le site et ont pour but de donner une première connaissance du matériau. Ils permettent de le classer par rapport à des sols déjà connus. La première série d'essais caractérise l'importance relative des trois phases. Dans le schéma ci-dessous, on a regroupé dans une même case et sans vide l'ensemble du squelette solide.

Fig. 1 : paramètres d'identification des sols



À partir de ce schéma, un certain nombre de définitions sont couramment employées.

► **Poids spécifique des grains**

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

Il est, la plupart du temps, égal à 27 kN/m^3, sauf pour des terrains d'origine végétale qui peuvent descendre à 10 kN/m^3 ou des minéraux ferreux qui atteignent 35 kN/m^3.

► **Poids spécifique du sol (densité humide)**

$$\gamma = \frac{P}{V}$$

C'est le poids spécifique apparent du sol avec son eau.

► Poids spécifique du sol sec (densité sèche)

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$$

C'est le poids spécifique après avoir ôté l'eau.

► Poids spécifique de l'eau

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} \approx 10 \text{ kN/m}^3$$

► Poids spécifique déjaugé

C'est le poids spécifique du sol, en tenant compte de la poussée d'Archimède (sol saturé).

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

De $g_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$ on tire $\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} = \frac{e}{\gamma_s}$

De $w = \frac{e\gamma_w}{\gamma_s}$ à la saturation, on tire $\frac{e}{\gamma_s} = \frac{w}{\gamma_w}$

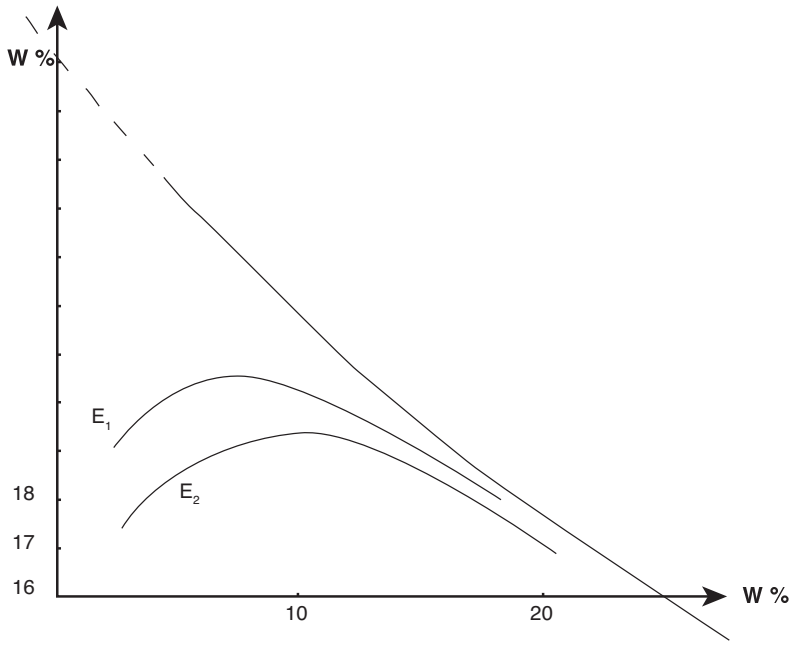
Donc :

$$\boxed{\frac{w}{\gamma_w} = \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}}$$

γ_w et γ_s étant des constantes.

On tire la densité maximum pour une teneur en eau donnée, la courbe étant une hyperbole (voir fig. 2, p. 12).

Fig. 2 : courbes de compactage pour une énergie donnée $E_1 > E_2$



3.1.3.1 Granulométrie

Les valeurs telles que l'indice des vides, la densité sèche, la porosité, caractérisent globalement l'échantillon.

Pour décrire plus correctement un sol, il est utile d'avoir une valeur statistique de la dimension des particules, c'est l'objet de la granulométrie.

Pour séparer les grains selon des valeurs décroissantes, on utilise des tamis à mailles carrées de plus en plus petites, et il suffit de peser la quantité de terrain refusant de passer dans chaque tamis pour pouvoir tracer ensuite la courbe granulométrique.

L'ordonnée représente, en pourcentage du poids total, le poids cumulé séparé par chaque tamis. L'abscisse représente le logarithme de la maille du tamis.

Cette méthode est utilisée jusqu'au tamis le plus fin qui est de 80 μm.

Fig. 3 : courbes granulométriques

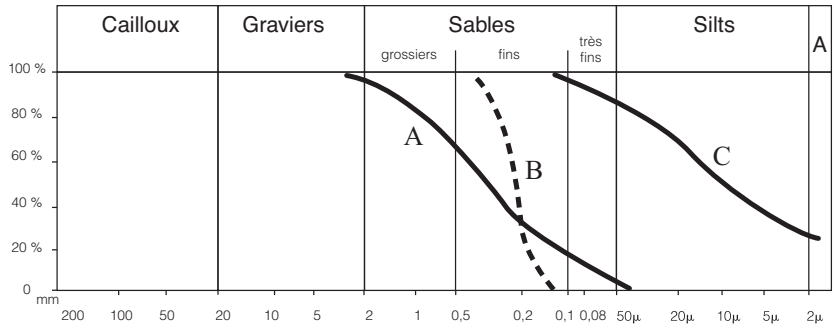


Fig. 4 : exemple d'analyse granulométrique

RAPPORT D'ESSAIS SUR GRANULATS
suivant norme NF

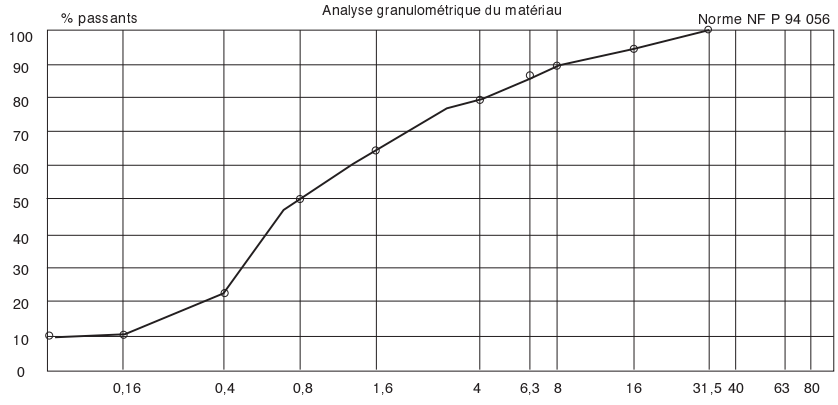
Chantier :

Client :
Demandeur :
Dossier :
N° d'enregistrement :

Nature du matériau : SABLES GRAVELEUX
Repère ou sondage : MÉLANGE 7-9
Profondeur :
Mode prélèvement : TRACTO-PELLE
Date prélèvement : DÉCEMBRE 96
Date des essais : JANVIER 97

Dmax	Inférieur à 0,08 mm	Teneur en eau W	Valeur au bleu VBS	Propreté superficielle P	Équivalent de sable PS	Essai Los Angeles LA	Micro Deval MDE	Coefficient d'aplatissement A	Classification
mm	%	%	g / 100 g			%	%		
		P 94-050	P 18-592	P 18-591	P 18-597	P 18-573	P 18-572	P 18-561	P 18-101
31,5	10	5,9	0,23						B4S

Essais complémentaires :



Tamis en mm	0,08	0,16	0,4	0,8	1,6	4	6,3	8	16	31,5
Passant (%)	10	11	23	51	66	84	88	90	96	100

3.1.3.2 Sédimentométrie

Pour classer la partie de matériau de dimensions inférieures à 80 µ, on opère par sédimentation. Le principe de cette méthode est basé sur la loi de Stokes qui permet, en considérant le grain comme sphérique, de calculer la vitesse de sédimentation en fonction du diamètre du grain pour une solution faiblement concentrée.

$v = A\ (\gamma_s - \gamma_w)\ d^2$

pour v en mètres par seconde et d en mètres avec de l'eau et

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_w} = 2{,}7$$

à 25 °C, cette relation devient :

$v \approx 10^6\ d^2$

Par exemple, si d = 5 µm représentant le début des particules argileuses,

$d = 5\ 10^{-6}$ d'où $v = 25\ 10^{-6}$ m/s soit $25\ 10^{-4}$ cm/s.

Il faudra donc 10^4 secondes, soit presque 3 heures pour descendre de 25 cm dans l'éprouvette.

Toutes les particules de même dimension descendant à la même vitesse vont se séparer petit à petit ; les plus grandes descendant plus rapidement au fond de l'éprouvette.

En mesurant la densité à un niveau donné, on pourra en déduire la quantité d'éléments de la dimension correspondante.

3.1.3.3 Limites d'Atterberg

À partir d'une concentration de l'ordre de 15 % d'argile, les matériaux ont un comportement plastique et Atterberg a mis au point une méthode pour quantifier ce phénomène en faisant varier la teneur en eau de l'échantillon :

– avec une faible teneur en eau, le comportement est celui d'un solide (avec ou sans retrait par dessiccation) ;
– avec une forte teneur en eau, le comportement se rapproche de celui d'un liquide très visqueux.

Les deux limites d'Atterberg séparent plusieurs états possibles.

► W_P : limite de plasticité

Elle est définie comme la teneur en eau, en dessous de laquelle il est impossible de former sous le doigt un petit boudin de 3 mm de diamètre.

► W_L : limite de liquidité

Cet essai, très peu élaboré au premier abord, se réalise de la façon suivante. Dans une coupelle, on place l'argile plastique sur une épaisseur de 8 mm. Cette argile est ensuite séparée en deux par un outil en V. La coupelle est alors secouée avec une énergie et une fréquence fixées.

La limite de liquide correspond à la teneur en eau pour laquelle 25 secousses referment la fente sur une longueur de 1 cm.

Ces deux essais, apparemment peu scientifiques, correspondent malgré tout à des comportements très différents du matériau.

Un matériau est plus ou moins argileux en fonction de l'indice de plasticité I_P.

Avec $I_P = W_L - W_P$

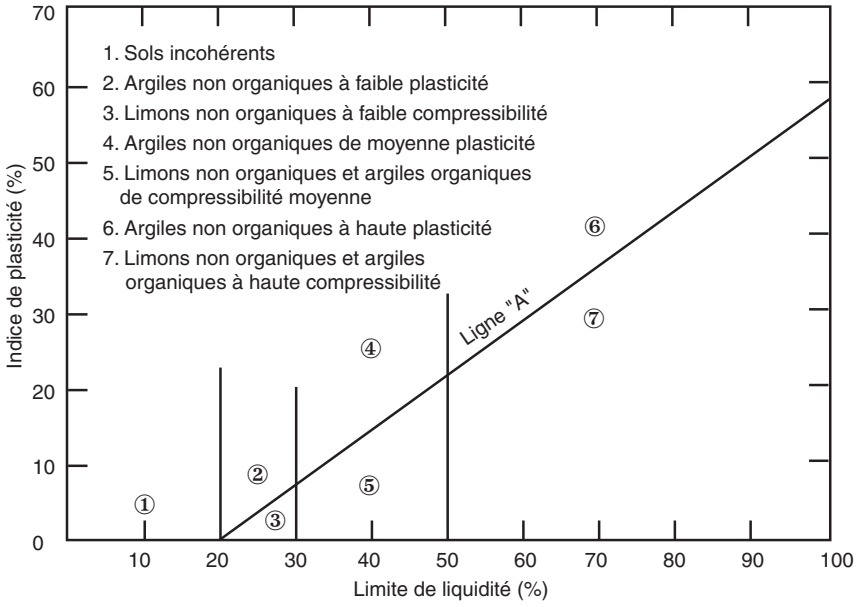
I_P pour une argile presque pure peut atteindre 120 à 130 alors qu'il est nul pour un sable.

Le tableau 1 regroupe l'ensemble des résultats nécessaires à la bonne connaissance de la nature d'un matériau.

Tableau 1 : essais d'identification d'un matériau

Identification
% gravier
% sables > 200 µm
% silt
% argile
Degré de saturation
Densité spécifique γ_s
Teneur en eau
Limite de liquidité
Limite de plasticité
Teneur en calcaire

Fig. 5 : classement des sols fins en fonction des limites de liquidité



3.1.3.4 Classement GTR

La norme NF P 11-300 (ou classification GTR, « Guide technique pour la réalisation de remblais et couches de forme ») définit alors la classification suivante.

Tableau 2 : classes GTR

Classe	Définition	Caractéristiques	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm > 35 %	A1 à A4 suivant les valeurs VBS ou IP
B	Sols sables et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm ≤ 35 %	B1 à B6 selon les valeurs VBS ou IP et tamisât
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50$ mm et passant à 80 µm > 12 % ou passant à 80 µm ≤ 12 % et VBS > 0,1	30 sous-classes selon les valeurs VBS, IP, et tamisât à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS ≤ 0,1 et passant à 80 µm ≤ 12 %	D1 à D3
R	Matériaux rocheux	Voir NF P 11-300	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	Voir NF P 11-300	

1/D_{max} = diamètre pour lequel 95 % des grains ont une dimension inférieure.
2/VBS = valeur au bleu spécifique. Il s'agit d'un essai défini par la norme NF P 94-068 et qui mesure la surface spécifique des grains par absorption d'une solution de bleu de méthylène à saturation. Il en résulte les ordres de grandeurs suivants :
VBS < 0,2 (absorption faible) : sols sableux
0,2 < VBS < 2,5 : sols limoneux
2,5 < VBS < 6 : sols limono-argileux
6 < VBS < 6 : sols argileux
8 < VBS : sols très argileux

3.1.4 Cas particuliers des sols pulvérulents et des argiles

Par définition, on appelle sols pulvérulents les sols dont le diamètre des grains est supérieur à 20 µm. Les argiles sont des sols dont le diamètre des grains est inférieur à 20 µm. Ces deux types de sols sont les plus fréquents et ont des comportements très différents. Le tableau 3 résume les caractéristiques des deux types de sols.

Tableau 3 : comportements des sols pulvérulents et des argiles

Caractéristiques	Sols pulvérulents	Argiles
Structures	Structure granulaire constituée essentiellement de silice et de calcaire	Structure plaquette constituée d'aluminosilicate hydratée avec des ions de types Ca, Na, Mg, K, Fe
Forces de cohésion	Forces de pesanteur (proportionnelles à D^3) Forces d'attraction capillaire (proportionnelle à D^2) D étant relativement grand pour les sols pulvérulents, les forces capillaires sont négligeables devant les forces de pesanteur.	Forces électriques entre les feuillets Forces d'attraction capillaire par l'eau adsorbée Il en résulte trois types de structure : – structure floconneuse ; – structure en nid d'abeille ; – empilement.
	Il en résulte qu'à l'exception par exemple de sable humide où l'on retrouve une cohésion capillaire importante, les sols pulvérulents secs ne possèdent pas de cohésion significative. Le squelette solide constitue un empilement plus ou moins lâche de grains.	Dans les argiles, les grains sont donc collés les uns aux autres (le sol se met en petite motte lorsqu'on le malaxe). Les argiles sont donc des sols cohérents.

3.2 Présence d'eau dans les sols

L'eau se présente dans les sols sous différents états. On distingue ainsi :

– l'eau de constitution entrant dans la composition chimique des grains ;

– l'eau liée (ou adsorbée) présente entre les feuillets argileux ;

– l'eau interstitielle qui se présente sous forme d'eau libre (lorsque le sol est saturé et se trouve dans une nappe phréatique) ou sous forme d'eau capillaire (pour la partie du sol située au-dessus de la nappe).

3.2.1 Eau libre

3.2.1.1 Nappes souterraines

La présence d'une nappe traduit une saturation des sols situés sous cette dernière. L'eau est libre et circule plus ou moins vite. On distingue alors :

– les terrains aquifères où l'eau circule avec des débits importants liés à la forte perméabilité du sol (sable, calcaire fracturé) ;

– les terrains aquifuges qui possèdent une très faible perméabilité (10^{-9} m/s). À l'état naturel, il n'existe pas de terrain réellement imperméable. Les sols argileux se rapprochent de cette définition.

À l'intérieur de ces terrains, la nappe peut être :

– libre (la pression interstitielle de l'eau en surface est égale à la pression atmosphérique) ;

– captive ou en charge (nappe prise dans un terrain perméable compris entre deux couches de terrain imperméables).

La pression de l'eau agissant directement sur les ouvrages enterrés, il est nécessaire de connaître :

– la hauteur des PHE (plus hautes eaux), des PBE (plus basses eaux) ainsi que le niveau des EE (eaux exceptionnelles) de la nappe (nécessaire pour calculer la stabilité de l'ouvrage) ;

– l'analyse chimique des eaux de la nappe (nécessaire pour la détermination du choix des matériaux de fondation).

Ces éléments ont donc une influence directe sur la conception de l'ouvrage.

3.2.1.2 Loi de Darcy/écoulement linéaire

L'eau, quand elle s'écoule dans un sol, se déplace dans les pores et son trajet n'est dont pas rectiligne. On peut toutefois définir une vitesse moyenne d'écoulement en mesurant dans un régime permanent unidirectionnel le débit Q pour une section donnée comme si les grains n'existaient pas.

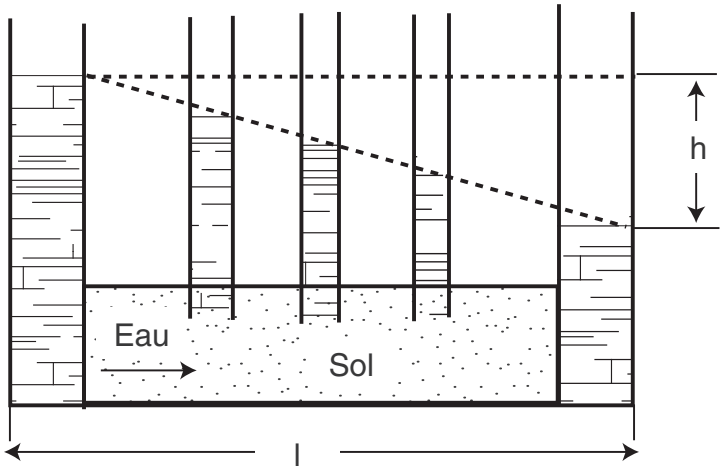
Il faut évidemment noter qu'il s'agit d'une vitesse apparente moyenne $= \frac{Q}{S}$

comme par définition de la porosité $n = \frac{V(\text{vide})}{V(\text{total})}$

D'où $n = \frac{S(\text{vide})}{S(\text{total})}$ la vitesse vraie est $v' = \frac{Q}{nS}$

Donc $v = v'$

Fig. 6 : schéma du gradient hydraulique



L'expérience décrite dans le schéma 6 et faite par Darcy a montré que le gradient hydraulique est proportionnel à la vitesse de percolation :

$$\vec{v} = \vec{ki} = k\,\overrightarrow{\text{grad}}\,h \Rightarrow k\,\frac{dh}{dl} = V$$

k est appelé la perméabilité.

Théoriquement, cette valeur dépend de la nature du liquide et de la température par la viscosité, mais, d'une manière plus simplifiée, on considère de l'eau à 20 °C.

Comme $\frac{h}{l}$ est sans dimension, k s'exprime comme une vitesse en mètres par seconde ou en centimètres par seconde.

C'est en mécanique des sols, la grandeur la plus difficile à mesurer avec précision et dont les valeurs extrêmes possibles sont les plus éloignées.

Ordre de grandeur de k en m/s :

– graviers : 10^{-1} à 10^{-3}

– sables : 10^{-3} à 10^{-5}

– silt : 10^{-5} à 10^{-8}

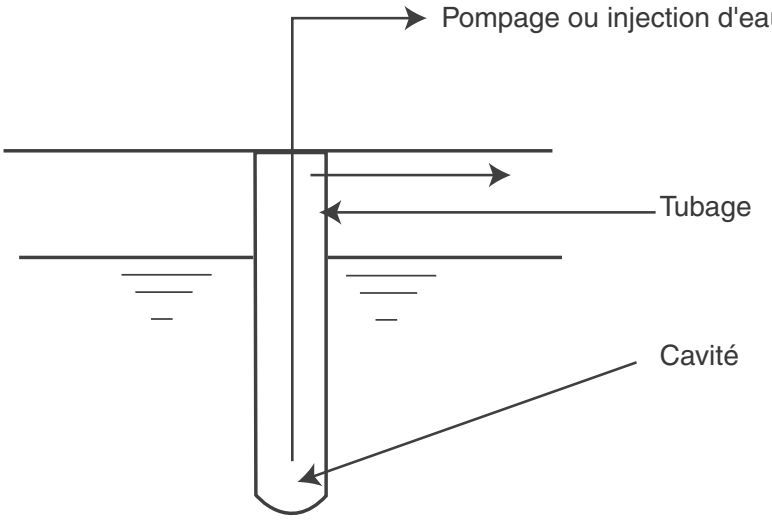
– argile : 10^{-8} à 10^{-11}

Dans une argile, l'eau se déplace à une vitesse très lente. Sur les parois d'un forage un peu ventilé, dans une argile saturée, la vitesse d'évaporation est plus rapide que la vitesse d'écoulement, donc le forage reste sec. La loi de Darcy se vérifie en général très bien à condition de rester en régime laminaire, c'est-à-dire quand les vitesses demeurent faibles. La direction d'écoulement dans les

terrains sédimentaires est importante. En effet, les dépôts successifs étant horizontaux, l'eau circule plus facilement horizontalement que verticalement. La mesure de la perméabilité d'un sol est généralement réalisée à partir d'un essai de pompage. Cet essai est effectué dans un sondage crépiné, et consiste à pomper de l'eau jusqu'à ce qu'un régime permanent s'établisse (le débit et la perte de charge sont alors constants). L'application des formules de Dupuit permet alors de déterminer la perméabilité du milieu. Cet essai est normalisé et décrit dans la norme NF P 94-130 « Essai de pompage ». Un essai de pompage étant relativement cher, des essais plus simples ont été mis en œuvre et sont décrits ci-dessous.

L'essai LEFRANC (norme NF P 94-132 « Essai d'eau LEFRANC ») est décrit à la figure 7

Fig. 7 : principe de l'essai Lefranc



L'essai LUGEON (norme NF P 94-131 « Essai d'eau LUGEON ») a la particularité de permettre d'apprécier la perméabilité et le degré de fracturation des massifs rocheux. L'intérêt de ces différents essais apparaît lors des travaux de rabattement de nappe pour la réalisation d'ouvrages enterrés. En particulier, ils permettent :

– le dimensionnement des pompes ;

– la mesure de l'influence du rabattement sur les fondations des ouvrages avoisinants.

Un exemple d'essai de pompage est donné page suivante

Fig. 8-a : implantation des puits

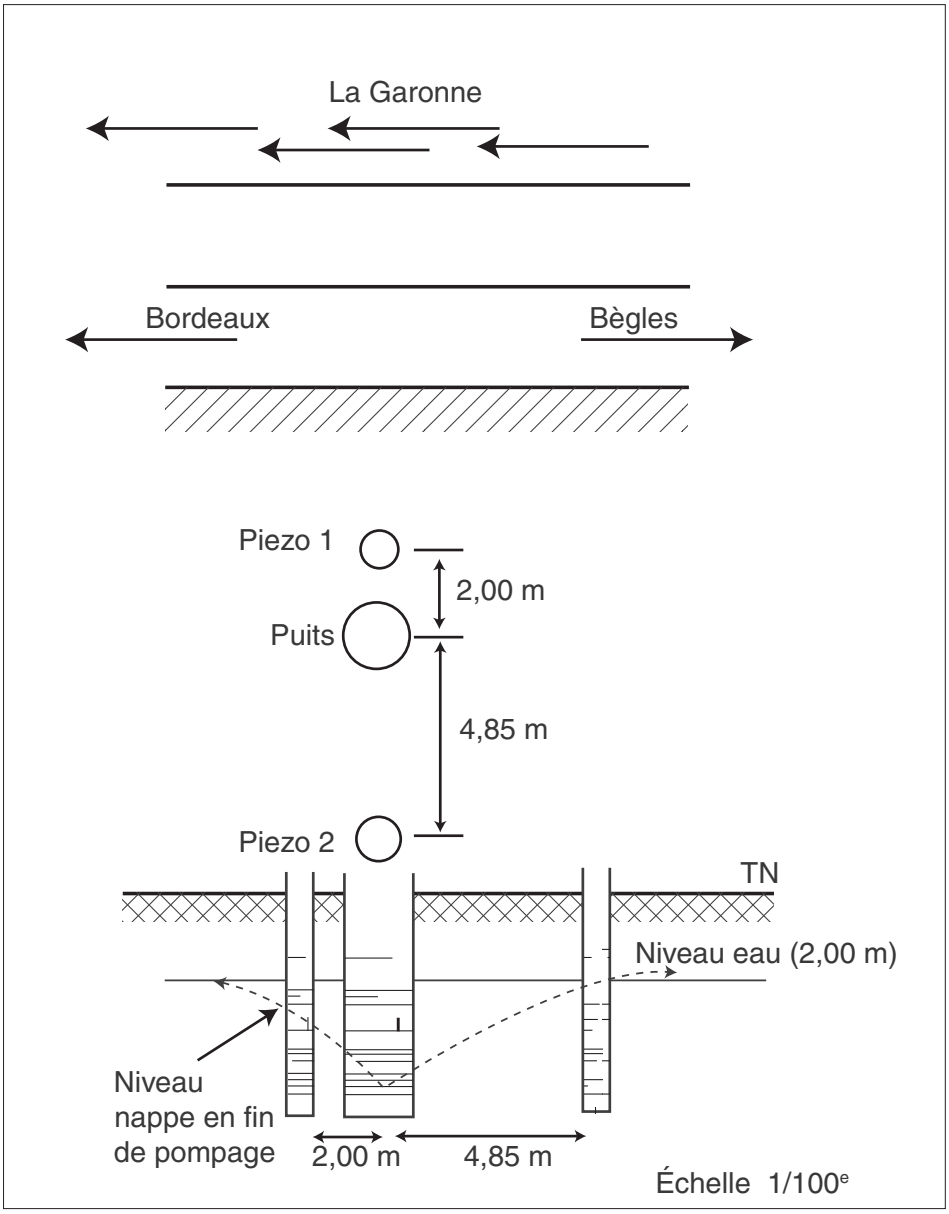
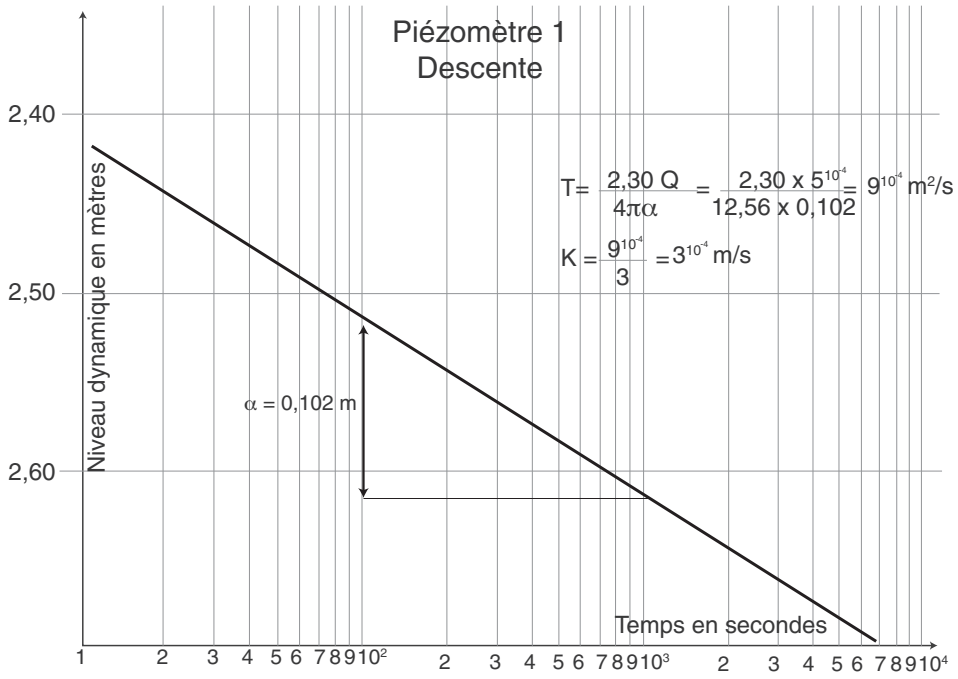


Fig. 8-b : détermination de K


Piézomètre 1
Descente
2,40
2,50
2,60
Niveau dynamique en mètres
$T = \frac{2,30\ Q}{4\pi\alpha} = \frac{2,30 \times 5^{10^{-4}}}{12,56 \times 0,102} = 9^{10^{-4}}\ m^2/s$
$K = \frac{9^{10^{-4}}}{3} = 3^{10^{-4}}\ m/s$
$\alpha = 0,102\ m$
Temps en secondes
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10^2 2 3 4 5 6 7 8 9 10^3 2 3 4 5 6 7 8 9 10^4

3.2.2 Eau capillaire

Il s'agit d'eau caractérisée par une tension négative pouvant atteindre des valeurs élevées. Cette capillarité de l'eau répond à la loi de Jurin qui tend à prouver que l'eau s'élève plus haut dans un tube de faible diamètre que dans un tube de gros diamètre.

La hauteur d'élévation vaut alors $\boxed{h = \frac{2T}{r\ \gamma_W}}$

où :

T = tension superficielle

r = rayon du tube

γ_W = poids volumique de l'eau

Les vides entre les grains de sol ont des dimensions variables. On admet donc qu'il existe un certain nombre de capillaires de dimensions différentes avec des hauteurs

d'ascension également différentes. On peut ainsi définir la porométrie d'un sol (on établit une courbe bâtie sur le principe d'une courbe granulométrique). On peut également noter que, plus le sol est argileux, plus les pores sont fins.

3.2.3 Principes de la consolidation des sols

Le principe que nous allons étudier est dû à Terzaghi et ne s'applique qu'à des sols saturés (ce qui représente une part importante des sols en place).

► Tassement en fonction du temps – théorie de Terzaghi

Si un terrain saturé est chargé, l'eau étant moins compressible que le squelette, la pression va lui être transmise en premier lieu. La pression interstitielle augmentant, l'eau va s'écouler vers les zones où la pression est la plus faible. Le schéma le plus classique est celui du ressort.

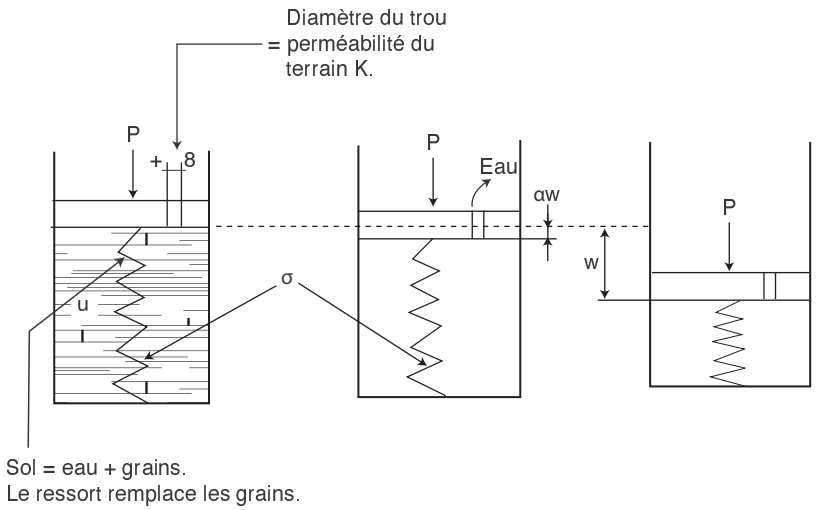
Au début de l'expérience, l'eau n'a pas encore eu le temps de sortir et en la considérant incompressible « toute la charge est reprise par l'eau et rien par le ressort qui représente le squelette solide ». Si on laisse sortir l'eau lentement, le ressort se contracte, c'est-à-dire que σ' augmente et que la pression d'eau diminue.

À la fin de l'expérience, l'eau ne s'écoule plus, donc u = 0. Toute la charge est prise par le ressort, donc le squelette solide σ = σ'.

On appelle U le degré de consolidation à un temps t, c'est le pourcentage de tassement effectué par rapport au tassement final.

C'est aussi le rapport de la quantité d'eau évacuée au temps *t* par rapport à la quantité totale disparue en fin d'expérience.

Fig. 9 : principe de consolidation des sols



La dimension de l'orifice représente la perméabilité. Plus elle est petite, plus le temps de tassement est grand.

En supposant :

– l'eau et les grains de sol incompressibles, homogènes et isotropes,

– que la loi de Darcy est applicable,

– que la variation de l'indice des vides est proportionnelle à la contrainte effective,

il est possible de calculer, en unidimensionnel, le pourcentage de tassement obtenu à un temps donné pour une tranche dz à une profondeur z.

Le tassement est alors donné par la formule de Terzaghi.

$$\Delta H = H \cdot \frac{Cc}{I + C_O} \log \frac{\sigma'_O + \Delta\sigma'_O}{\sigma'_O}$$

H = épaisseur de la couche prise en compte

σ'_O = contrainte effective au milieu de la couche dans l'état initial

$\sigma'_O + \Delta\sigma'$ = (idem) dans l'état final

3.3 Identification des risques potentiels

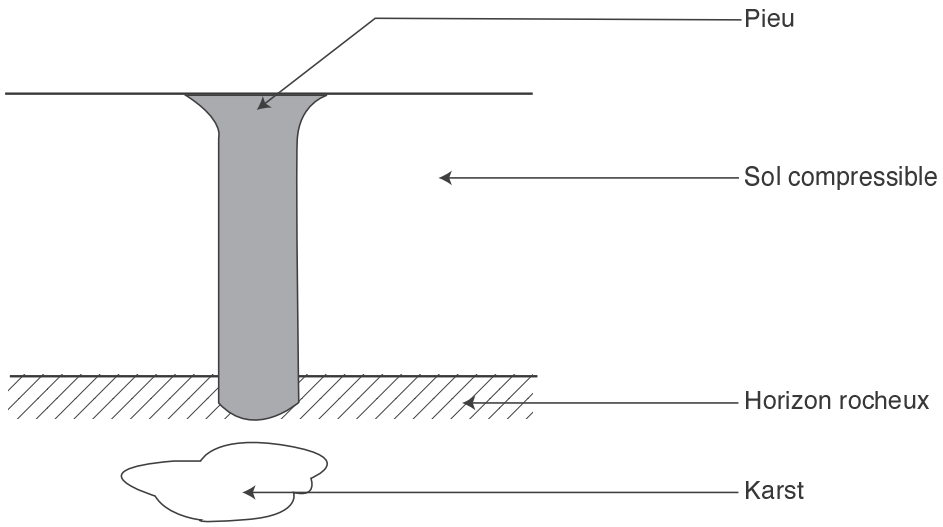
L'étude géotechnique étant menée, comme nous le verrons au chapitre suivant, à partir de sondages, les risques potentiels de se tromper sont relativement élevés et d'autant plus que la densité des sondages est faible, ou la nature du sondage peu adaptée aux terrains en place.

Les risques potentiels sont donc nombreux. Nous en citerons quelques-uns parmi les plus couramment rencontrés.

3.3.1 Risque karstique

Il s'agit principalement de la formation de vides à l'intérieur d'un horizon rocheux (gypse, calcaire, etc.) par action de l'eau (dissolution de la matière). Le risque vient de la possibilité d'arrêter une fondation au droit d'un karst non repéré.

Fig. 10 : illustration du risque karstique



Le risque karstique doit être identifié précisément au niveau de l'étude géotechnique.

3.3.2 Risque inhérent aux sols gonflants et rétractables

Il s'agit principalement du problème posé par la réalisation de fondations superficielles ou semi-profondes sur des sols gonflants ou rétractables.

Comme il a été vu précédemment, les sols argileux sont particulièrement sensibles à l'eau (alors que les sols pulvérulents le sont beaucoup moins). En effet, de par leur capacité à absorber et à perdre de l'eau entre les feuillets, certaines argiles ont la possibilité de gonfler ou de se rétracter. Cette capacité est fonction de leur surface spécifique, ainsi, parmi des principales familles d'argile (kaolinite, illite, montmorillonite), la montmorillonite présente une sensibilité à l'eau supérieure aux autres.

Tableau 4 : caractéristique des argiles

Noms	∅ plaquette (en mm)	Épaisseur des plaquettes	Surface spécifique (m^2/g)
Kaolinite	0,3 à 3	D/3 à D/10	10-20
Illite	0,1 à 2	D/10	80-100
Montmorillonite	0,1 à 1	D/100	800

La première précaution consiste à identifier le risque par des essais adaptés :

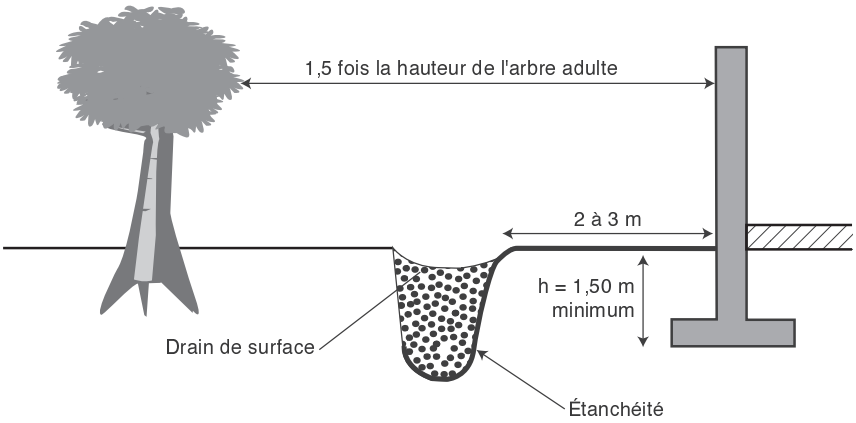
– essai œdométrique (norme XP 94-091) ;

– essai VBS (valeur au bleu spécifique).

La construction sans précaution particulière sur ce type de sol se traduit par des tassements de la construction en période sèche et par des « tassements positifs » en période humide.

Les dispositions constructives adaptées consistent à établir le niveau d'assise des fondations superficielles sur un sol où le degré d'humidité reste constant (soit, en France, à une profondeur minimale de 1,50 m) et à éviter toute réhumidification (fuite de réseau, eau de ruissellement, etc.).

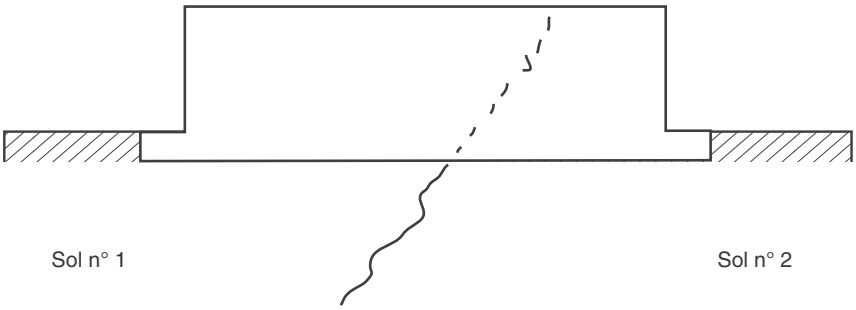
Fig. 11 : dispositions spécifiques aux sols sensibles à l'eau



3.3.3 Risque inhérent à la réalisation de fondation sur des sols hétérogènes

Il s'agit du risque pris à fonder un même ouvrage sur des sols de nature différente.

Fig. 12 : fondations sur sols hétérogènes



Ce risque devient majeur lorsque les sols sont susceptibles de se déformer différemment et d'engendrer des tassements dits « différentiels ».

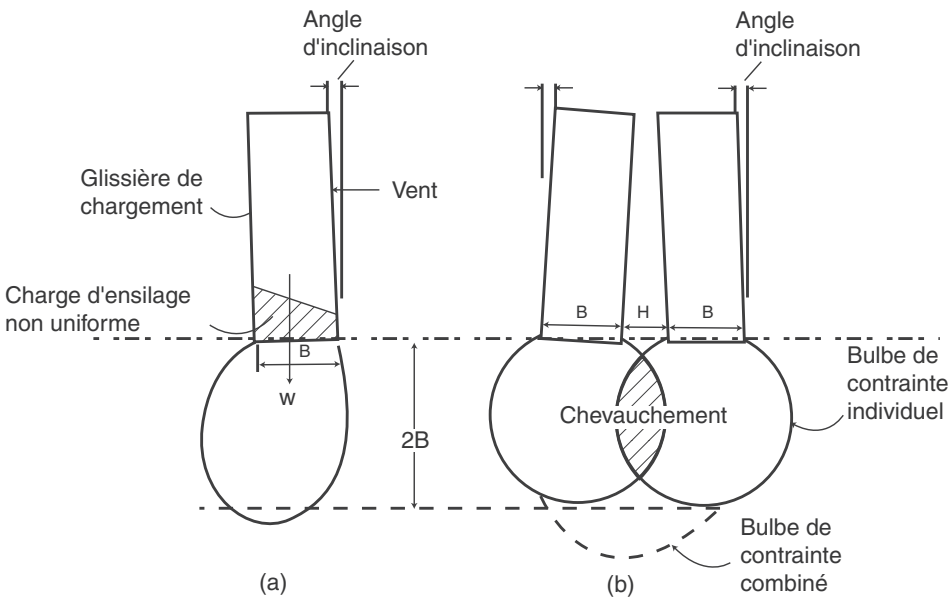
La précaution première consiste à identifier les diverses natures de sol au niveau de l'étude géotechnique ; identification qui doit également déterminer l'influence géographique des terrains différents. Selon les résultats obtenus, il peut être envisagé l'une des solutions suivantes :

– abandon du système de fondation superficielle au profit de fondations profondes ou de renforcement de sol ;
– création d'un joint de rupture au droit de la séparation des terrains ;
– raidissement de la fondation de façon à ce qu'elle accepte les déformations différentielles.

3.3.4 Risque inhérent à l'interaction des bulbes de contraintes

Il s'agit par exemple du risque de déformation engendré par deux ouvrages voisins chargés ; ces deux ouvrages étant fondés sur des radiers différents.

Fig. 13 : exemple de tassement par interaction des bulbes de contrainte



3.3.5 Risque inhérent à une construction sur des pentes

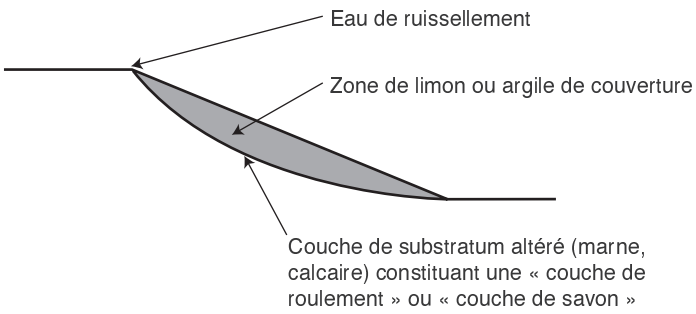
Nous nous cantonnerons aux risques liés à la stabilité d'une construction sur des pentes naturelles (l'étude des talus artificiels soumis aux glissements et au fluage ne sera pas abordée ici).

Les pentes naturelles sont soumises à, globalement, quatre types de mouvement :

– les écroulements avec chute de pierre ;
– les glissements ;
– le fluage du sol ;
– la solifluxion.

3.3.5.1 Les glissements

Fig. 14 : glissement plan


Eau de ruissellement
Zone de limon ou argile de couverture
Couche de substratum altéré (marne, calcaire) constituant une « couche de roulement » ou « couche de savon »

Un glissement plan est une rupture plane par cisaillement à l'interface de deux couches.

Fig. 15 : avant le glissement

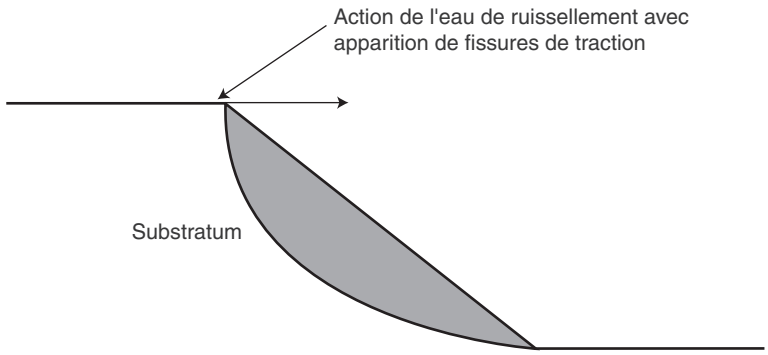


Fig. 16 : après le glissement

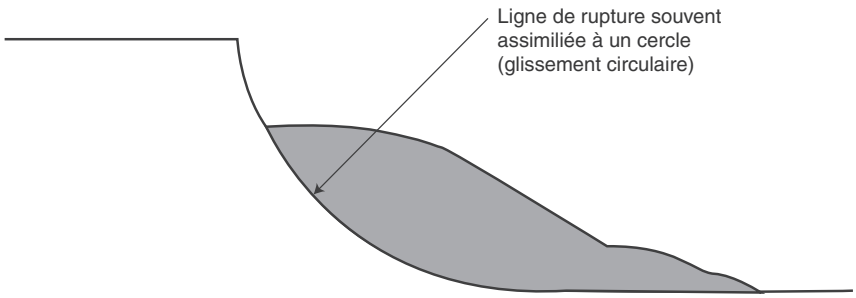
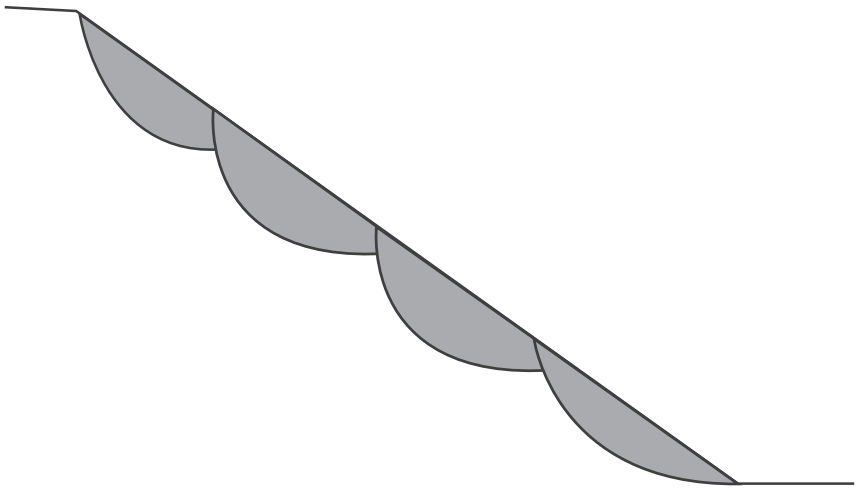


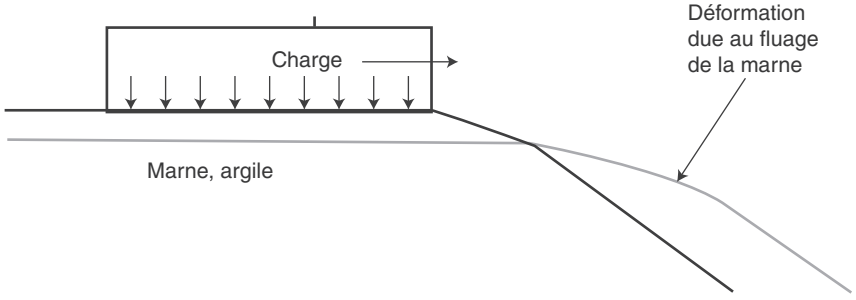
Fig. 17 : glissement rotationnel complexe



3.3.5.2 Le fluage

Le fluage du sol est la déformation d'un sol sous l'effet d'une charge. C'est un phénomène lent, qui peut soit se stabiliser dans le domaine plastique, soit aller à la rupture.

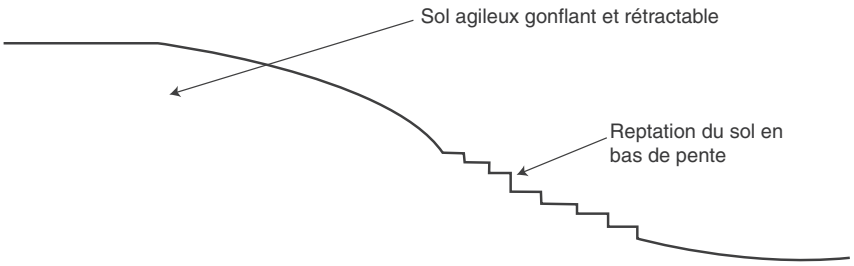
Fig. 18 : fluage du sol



3.3.5.3 La solifluxion

Il s'agit d'un cas particulier de fluage provoqué par des variations de volume du terrain soumis au gel, au dégel, à la pluie… Ces mouvements conduisent à une reptation du sol situé sur les pentes.

Fig. 19 : illustration de la solifluxion des sols



Le problème des stabilités de pente est essentiel pour la stabilité de l'ouvrage à construire. Il doit être abordé de façon précise au niveau de l'étude géotechnique. Il convient généralement de prévoir, par la suite, un suivi de l'évolution de cette stabilité par la pose d'inclinomètres.

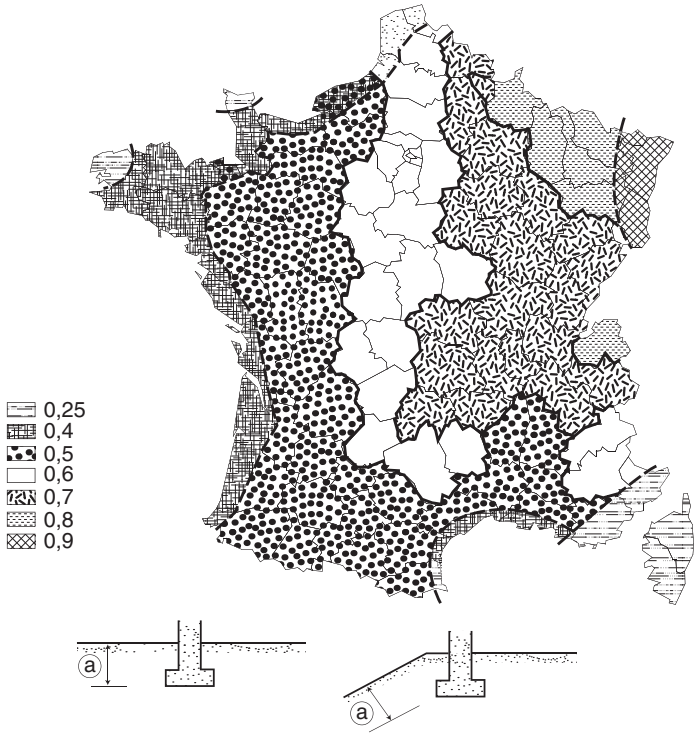
3.3.6 Risque inhérent au gel et dégel des sols

L'eau étant l'un des composants du sol, il est essentiel que la fondation superficielle reposant sur le terrain ne soit pas soumise à des mouvements de « gonflement » et de « retrait » liés au gel de l'eau. Il a donc été établi une carte de France des profondeurs minimales à respecter pour définir le niveau d'assise de la fondation superficielle.

Il est à noter cependant les éléments suivants :

– la carte est applicable à des altitudes inférieures à 150 m ;
– elle ne tient pas compte de la nature du sol et ne s'applique donc pas aux sols argileux sensibles au retrait et au gonflement (voir paragraphe 3.2) ;
– elle préconise un encastrement minimal de 0,50 m.

Fig. 20 : carte des profondeurs de gel de Cadiergues



3.3.7 Risque de liquéfaction des sols

Ce phénomène apparaît principalement pour des sols soumis à des vibrations et en particulier celles dues aux séismes. Ces vibrations provoquent dans le terrain des contraintes de cisaillement. Ces sollicitations étant très courtes dans le temps, les sols saturés se trouvent en condition non drainée, et les contraintes appliquées augmentent rapidement (pour les sols contractants).

Il peut en résulter une perte totale de résistance du sol appelée liquéfaction. La liquéfaction apparaît principalement :

– sur des sols pulvérulents ou à cohésion très faible ;

– pour un degré de saturation ≅ 100 % ;

– à des profondeurs faibles ou modérées.

Les sols liquéfiables sont donc en priorité ceux listés dans le tableau 5.

Tableau 5 : sols liquéfiables

Sables, silts	Sols argileux
Degré de saturation $S_1 \cong 100$ % Granulométrie peu étalée 0,05 < D50 < 1.5 µm σ'v < 200 KPa	D15 > 15 µm Limite de liquidité WL < 35 % Teneur en eau W > 0.9 WL

3.4 Rôle de l'étude géotechnique, moyens d'investigation, missions normalisées

3.4.1 Le rôle de l'étude géotechnique

En dehors du fait que légalement, il est fait obligation au maître d'ouvrage public de faire réaliser une étude géotechnique appliquée au projet, le rôle de l'étude géotechnique est de définir l'adaptation au sol la meilleure pour l'ouvrage à construire.

Cette mission qui, pour des raisons de compétence, est confiée à un géotechnicien, porte généralement sur les points suivants :

– les fondations : définition du mode de fondation par type d'ouvrage, données quantitatives et qualitatives permettant le dimensionnement et la réalisation, évaluation des tassements absolus et différentiels prévisibles, etc. ;

– l'hydrologie du site : présence d'une nappe aquifère avec le niveau des EE, des PHE et PBE, agressivité de l'eau vis-à-vis des ouvrages à construire, paramètres nécessaires à l'éventuel rabattement de nappe, influence sur les ouvrages avoisinants ;

– les terrassements : réemploi des matériaux, conception des voiries, réalisation des tranchées nécessaires aux passages des réseaux, etc. ;

– les risques potentiels au niveau de la conception et de la réalisation des ouvrages (voir paragraphe 3.3).

3.4.2 Les moyens d'investigation

Les moyens d'investigation offerts au géotechnicien sont relativement nombreux mais il convient de bien connaître leur domaine d'application pour éviter des erreurs grossières. Ainsi, les moyens choisis doivent :

– permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale du site ;

– fournir des informations qualitatives et quantitatives sur les caractéristiques mécaniques et physico-chimiques de chaque couche.

Pour ce faire, on considère généralement deux types de technique :

– les prélèvements d'échantillons en vue de leur analyse en laboratoire ;

– les essais *in situ*.

(L'étude de la carte géologique est un préalable nécessaire non abordé ici.) Une étude géotechnique complète combine fréquemment les deux techniques.

3.4.2.1 Nombre des sondages et des essais

Il n'existe pas de règle justifiant l'espacement entre les sondages selon la nature du terrain. Les essais doivent être réalisés en nombre suffisant pour avoir une idée précise du sol en place et ce, d'autant plus que des hétérogénéités ont été détectées. Il était d'usage, sauf pour des terrains anormalement hétérogènes, de prévoir au moins un sondage pour 500 m^2, avec un minimum de trois sondages. Pour des ouvrages courants, il est habituel de respecter une distance de 15 m entre les sondages.

3.4.2.2 Profondeur d'investigation

La profondeur des sondages doit être telle que toutes les couches qui peuvent être influencées par la mise en charge des terrains soient atteintes et étudiées. On considère donc que les profondeurs minimales d'investigation suivantes doivent apparaître au niveau de l'étude géotechnique.

Tableau 6 : profondeurs d'investigation

Nature de la fondation	Profondeur d'investigation
Fondations superficielles : – Massifs ou semelles – Radier général	 5 fois la longueur du massif (avec un minimum de 6 m) 1,5 fois la largeur du radier
Fondations profondes	7 ∅ sous la base présumée des pieux avec un minimum de 5 m (∅ = diamètre du pieu)

3.4.2.3 Essais en laboratoire

Les échantillons de sols sont prélevés dans le terrain par l'intermédiaire de forages (carottés ou destructifs). Divers procédés existent et sont à adapter à la nature du sol en place. Les prélèvements exécutés peuvent conduire :

– à des échantillons remaniés destinés à des essais simples d'identification ;

– à des échantillons intacts destinés à des essais plus complexes et plus complets.

Ces essais sont détaillés ci-après.

► Essai œdométrique (NF P 94-090)

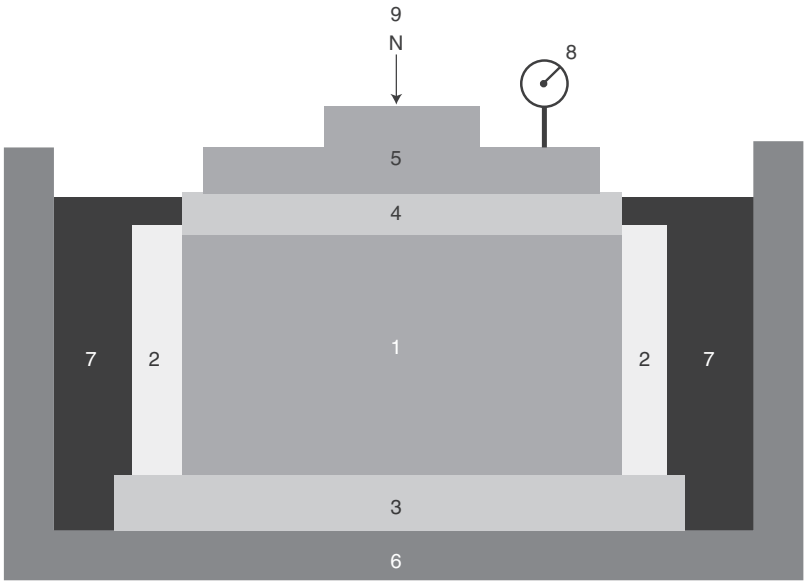
• Application de l'essai

Il s'agit d'une mesure de la compressibilité du sol permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages à court et long terme, à partir d'un échantillon intact.

• Description de l'appareillage et de l'essai

L'échantillon de sol est positionné entre deux pierres poreuses. On charge cet échantillon en augmentant la charge par paliers en présence d'eau. Le tassement est lu au niveau des comparateurs pour chaque palier jusqu'à ce que la stabilisation soit obtenue (application sur 24 heures).

Fig. 21 : schéma de l'œdomètre



1 : éprouvette de matériau
2 : enceinte œdométrique
3 : disque drainant inférieur
4 : disque drainant supérieur
5 : appareillage permettant d'appliquer une force sur l'échantillon
6 : réservoir destiné à recevoir le liquide d'inhibition
7 : liquide d'inhibition
8 : mesurage du déplacement
9 : effort N sur l'éprouvette

- **Résultats**

Fig. 22-a : exemple de résultat d'une étude œdométrique

Exemple de résultats obtenus après traitement sur tableur

Chantier :	DÉMONSTRATION						
Sondage :	S6P6	Échantillon :	B	Profondeur :	2,15	Nappe :	0,9
Teneur en eau	25,6		e_o =	0,677			
Densité humide	1,99		cc1 =	0,051			
Densité sèche	1,58		cc2 =	0,118			
	Contrainte	**Lecture**		**Lecture**			
	en 0,1 MPa	**Comparateur**	**w**	**Remontée**			
	0,01	99	0,660	721	0,550	0,1	0,677
	0,025	162	0,649			0,25	
	0,05	266	0,630			0,5	
	0,1	389	0,609	812	0,534	1	
	0,2	534	0,583			2	
	0,4	703	0,553			5	
	0,8	904	0,518		0,518	8	0,677

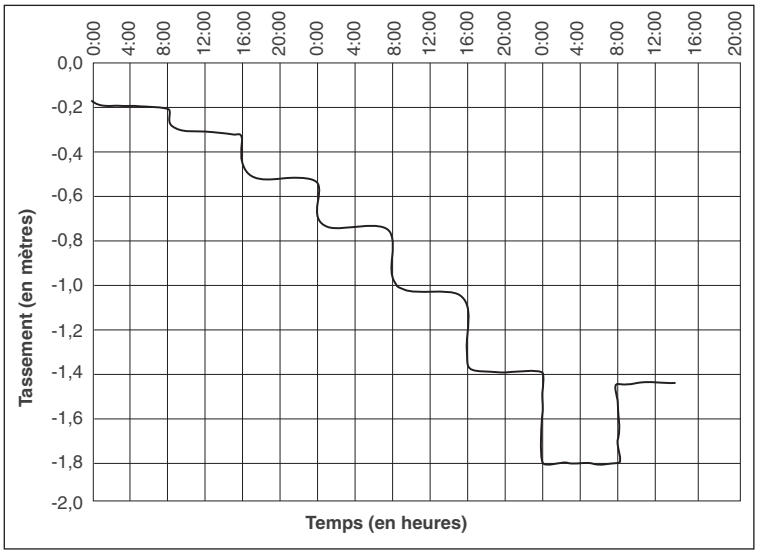
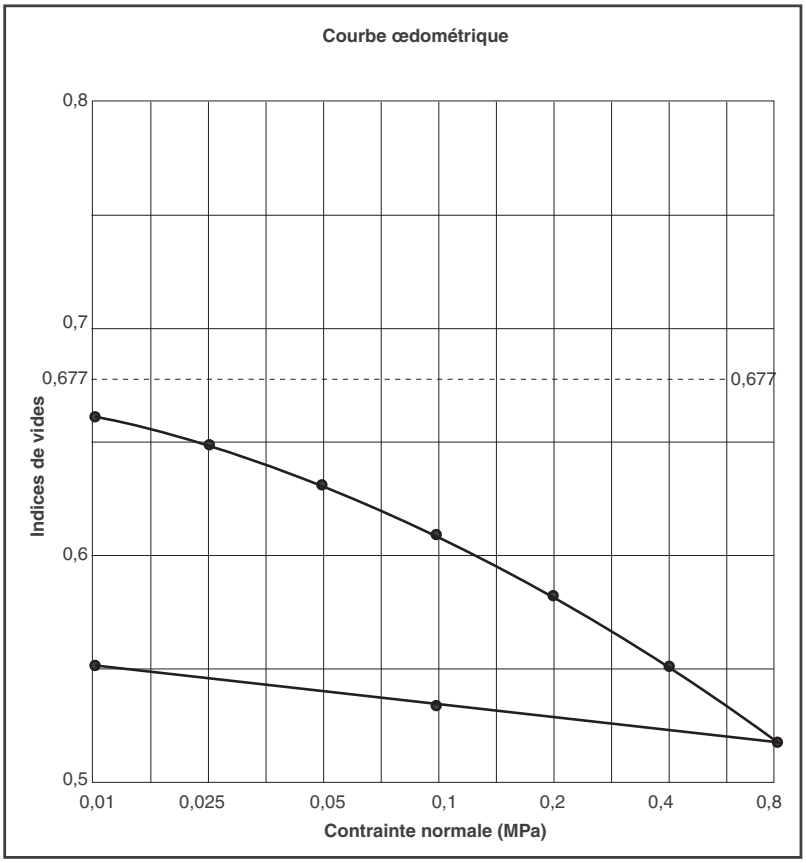


Fig. 22-b : exemple de courbe œdométrique

	Chantier :	DÉMONSTRATION					
Sondage :	S6P6	Échantillon :	B	Profondeur :	2,15	Nappe :	0,9
Teneur en eau	25,6		eo =	0,677			
Densité humide	1,99		cc1 =	0,051			
Densité sèche	1,58		cc2 =	0,118			



Cet essai permet d'établir pour chaque type d'échantillon la courbe de compressibilité : tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée. En fait, la courbe présente en ordonnée l'indice des vides du sol et en abscisse le logarithme décimal de la contrainte. L'indice des vides et le tassement sont liés par la formule :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

H_0 = épaisseur initiale de l'échantillon.

ΔH = variation de l'épaisseur de l'échantillon.

e_0 = indice des vides initial correspond à H_0.

Δe = indice des vides correspondant à ΔH

L'essai oedométrique permet également de classer les sols en fonction de leur état de consolidation. On peut ainsi établir le tableau suivant :

Tableau 7 : valeurs caractéristiques des états de consolidation

Valeur de $C/(1 + e_0)$	État de consolidation
< 0,015	Sol incompressible
0,015 < < 0,05	Sol peu compressible
0,05 < < 0,20	Sol moyennement compressible
> 0,20	Sol très compressible

► Essai de cisaillement rectiligne (NF P 94-071)

• Application de l'essai

Il s'agit d'un essai permettant d'apprécier les caractéristiques de plasticité d'un sol. Ces critères de plasticité sont résumés dans deux paramètres :

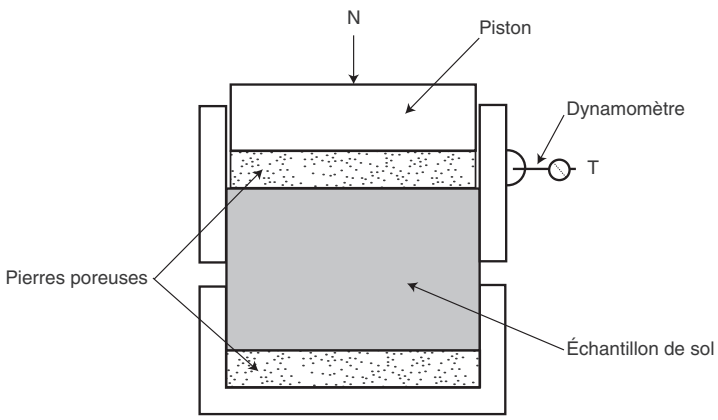
– C : cohésion du sol ;

– φ : angle de frottement interne du sol.

Leur connaissance est primordiale pour pouvoir effectuer des calculs de rideaux (murs de soutènements, palplanches, parois moulées, etc.) ainsi que la vérification des stabilités de pente. L'essai est réalisé par cisaillement à la boîte d'un échantillon intact.

• Description de l'appareillage de l'essai

Fig. 23 : schéma de la boîte de Casagrande



• **Boîte de Casagrande**

On place l'échantillon de sol à étudier entre les pierres poreuses (drainage). L'essai consiste alors à exercer horizontalement un effort de cisaillement. Cet effort est appliqué à vitesse constante. On mesure l'effort enregistré par le dynamomètre et le déplacement horizontal de la boîte.

On peut réaliser le même essai sur plusieurs échantillons du même sol et appliquer en plus un effort de compression (N) : on trace alors la courbe intrinsèque du sol entre la contrainte de cisaillement et la contrainte de compression.

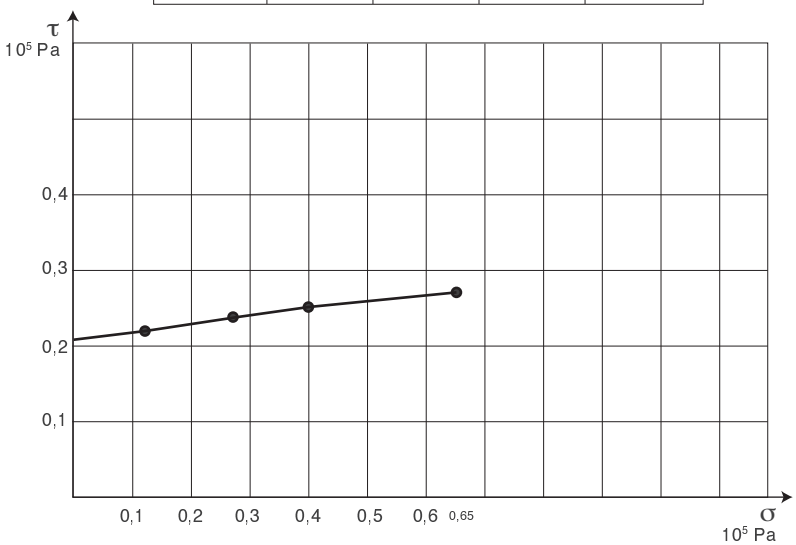
• **Résultats**

On trace la courbe obtenue en portant en abscisse la contrainte de compression et en ordonnée la contrainte de cisaillement. On lit alors :

φ = pente de la droite $\tau = f(\sigma)$

Fig. 24 : exemple de droite de cisaillement

Échantillon	Cotes	Nature	C 10^5 Pa	Θ
E 1	0,80 m	Argile vasarde	0,22	5 °



C = ordonnée à l'origine de la droite $\tau = f(\sigma)$

Remarque

Par rapport à l'essai triaxial, le plan de rupture de l'échantillon est imposé.

Essai triaxial (NF P 94-074)

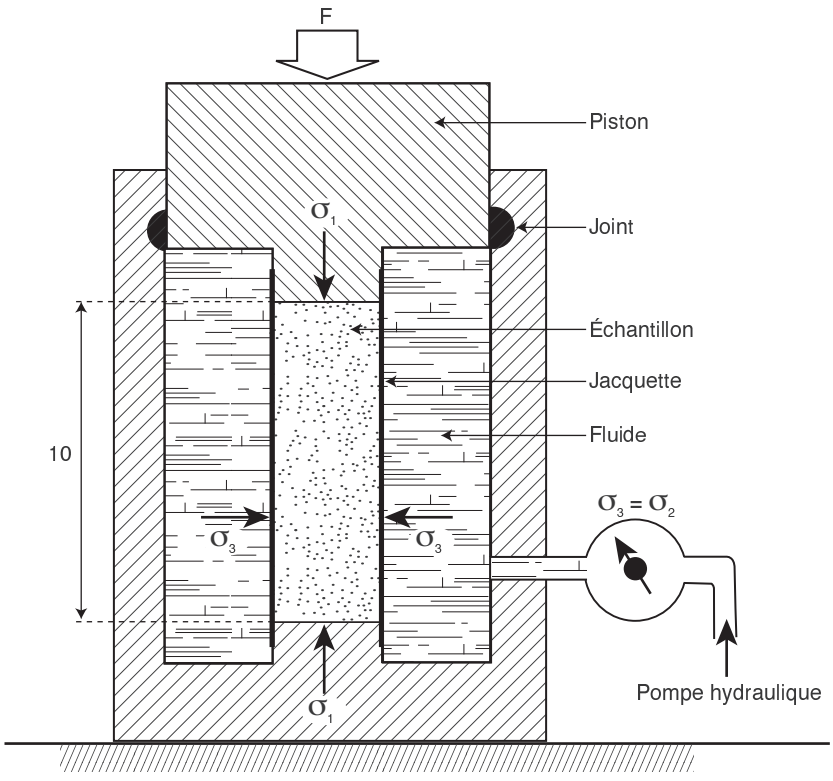
• Application de l'essai

Comme l'essai de cisaillement rectiligne, l'essai triaxial a pour but la détermination des paramètres C et φ.

La différence principale avec l'essai précédent réside dans la possibilité d'appliquer à l'échantillon des états de contrainte choisis et de prendre en compte le rôle de l'eau.

• Description de l'appareillage et de l'essai

Fig. 25 : principe de l'essai triaxial

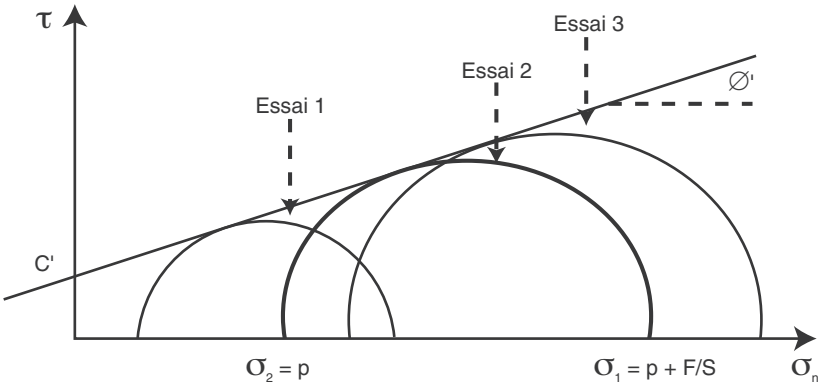


L'appareil permet d'appliquer une contrainte isotrope à l'échantillon. Le robinet, lorsqu'il est ouvert, permet le drainage de l'échantillon (essai drainé) ; lorsqu'il est fermé, l'eau ne peut s'évacuer (essai non drainé).

On fait augmenter la pression apportée par le piston en maintenant les pressions latérales constantes jusqu'à la rupture. On répète la manipulation pour plusieurs valeurs de l'étreinte latérale.

- **Résultats**

Fig. 26 : exemple de résultats de l'essai triaxial



On trace comme précédemment la droite $\tau = f(\sigma)$.

Remarque

Il existe également d'autres essais en laboratoire dont nous avons parlé précédemment (indice de plasticité, VBS, etc.) qui peuvent s'avérer nécessaires selon la nature du sol rencontré.

3.4.2.4 Essais *in situ*

À l'inverse des essais précédents où il était nécessaire de prélever des échantillons intacts pour les apporter en laboratoire (chose parfois difficile pour certains types de sol tels que les sables lâches), les essais *in situ* permettent, à l'aide d'appareils implantés sur la zone à étudier, d'appréhender de façon relativement précise les caractéristiques du sol.

Ils sont souvent suffisants par eux-mêmes mais ne peuvent généralement pas se substituer aux essais en laboratoire lorsque ceux-ci sont nécessaires. On distingue différents types d'essais *in situ* :

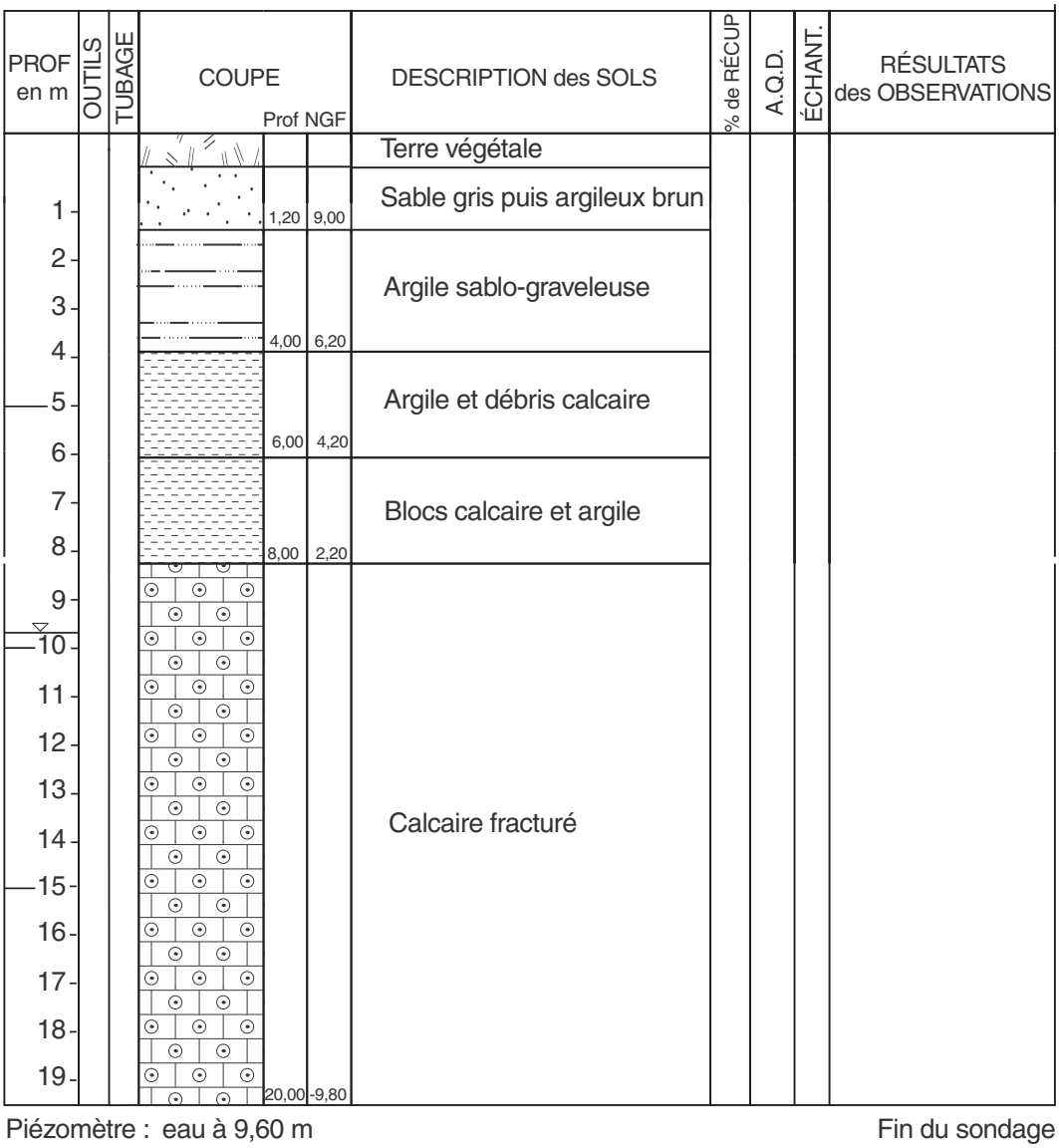
– les essais mécaniques (pénétration, etc.) ;

– les essais géophysiques (gravimétrie, etc.) ;

– les essais de foration.

► Sondage carotté

Fig. 27 : exemple d'interprétation du sondage carotté



► Le pénétromètre dynamique (NF P 94-114 et NF P 94-115)

• Application de l'essai

Le pénétromètre dynamique est un moyen rapide et économique d'investigation, plus particulièrement adapté à la recherche des différentes couches du sous-sol et à l'identification des sols résistants.

L'essai de pénétration dynamique ne doit jamais être utilisé seul et ne peut être pris en compte pour le dimensionnement des fondations profondes.

• Description de l'appareillage et de l'essai

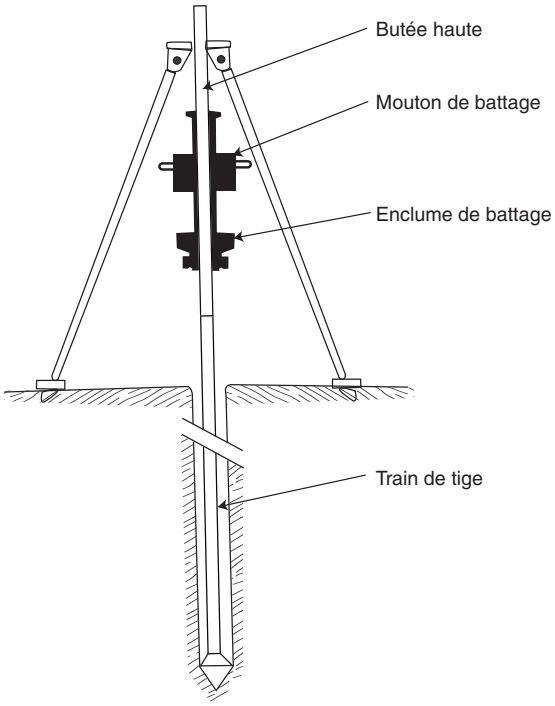
Il existe deux types de pénétromètres normalisés :

– le type A, conforme à la NF P 94-114, qui se distingue par l'injection d'une boue de forage entre la paroi du sondage et la tige (élimination des frottements parasites latéraux) et l'utilisation d'une masse variable (de 32 à 128 kg) ;

– le type B, conforme à la norme NF P 94-115, beaucoup moins performant.

L'essai consiste à enfoncer dans le sol par battage, à l'aide d'un mouton, un train de tige équipé à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coup de mouton est compté et correspond à un enfoncement de la tige dans le sol.

Fig. 28 : schéma de principe du pénétromètre dynamique

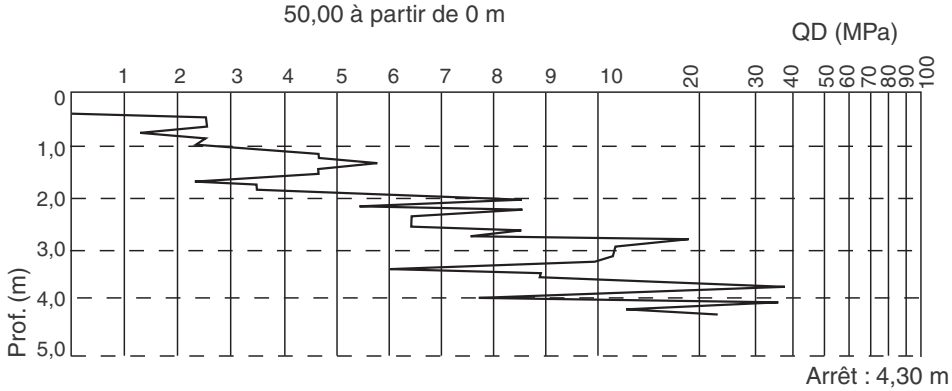


• **Résultats**

Fig. 29 : diagramme de pénétration dynamique

Hauteur de chute (m) : 0,50
Poids accessoires (kg) : 9,65
Poids du mouton (kg): 50,00
70,00 à partir de 4,2 m
50,00 à partir de 0 m

Long. tige (m) : 1,00
Diam. de la pointe (m) : 0,0437
Poids 1 m de tige (kg) : 6,25



On trace la courbe de battage qui porte en abscisse la « résistance dynamique de pointe » q_d en fonction de la profondeur de pénétration.

La relation entre la résistance dynamique et la masse du mouton est donnée par :

$$q_d = \frac{mg\,H}{A.e}\,\frac{m}{m+m'}$$

où :

m = masse du mouton

m' = masse frappée comprenant l'enclume, la tige guide, le train de tige

H = hauteur de chute du mouton

A = section droite de la pointe de la tige

e = enfoncement moyen sous un coup

Le DTU 13.12 sur les fondations superficielles définit la valeur ultime de la contrainte du sol :

$$q_u = \frac{q_d}{5} \quad \text{ou} \quad \frac{q_d}{7}$$

► Le pénétromètre statique (NF P 94-113)

• **Application de l'essai**

L'essai de pénétration statique est un essai dont les résultats sont très fiables et qui permet :

– de déterminer la coupe du sol traversé par la tige ;

– de rendre compte de l'homogénéité des couches de terrain rencontrées ;
– de permettre le dimensionnement des fondations superficielles et surtout profondes.

Sa seule limite se trouve dans la traversée des couches très dures (calcaires, roches, etc.).

• **Description de l'appareillage et de l'essai**

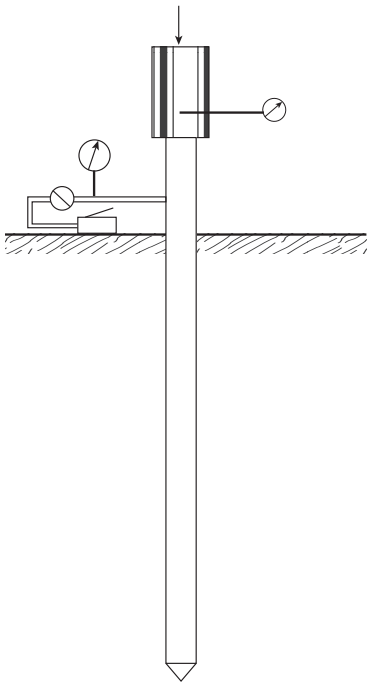
Il existe plusieurs modèles de pénétromètres statiques qui se différencient par leur puissance, le type de cône, le mode de mesure du frottement latéral et du terme de pointe.

Il existe également des appareils mixtes (statiques et dynamiques) avec une puissance de pénétration particulièrement élevée.

Le principe de l'essai consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Le cône se déplace indépendamment des tiges, ce qui permet de séparer le terme de pointe (mesuré par le cône) du terme de frottement latéral (mesuré par la tige).

Il existe également un appareil qui permet de mesurer les variations de pression interstitielles provoquées par le passage du pénétromètre statique. Cet appareil, appelé « piezocone », fait l'objet de la NF P 94-119.

Fig. 30 : schéma de principe du pénétromètre statique



• **Résultats**

Les résultats sont présentés sous forme graphique qui donne :

– la résistance de pointe q_c (en MPa) ;

– le frottement latéral sur la tige ou le manchon q_s (ou f_s en kPa) ;

– le rapport de frottement $R_g = \frac{q_s}{q_c}$ (en pourcentage).

Les couches de sol figurant sur le diagramme sont issues de l'interprétation du géotechnicien.

Fig. 31 : exemple de pénétration statique

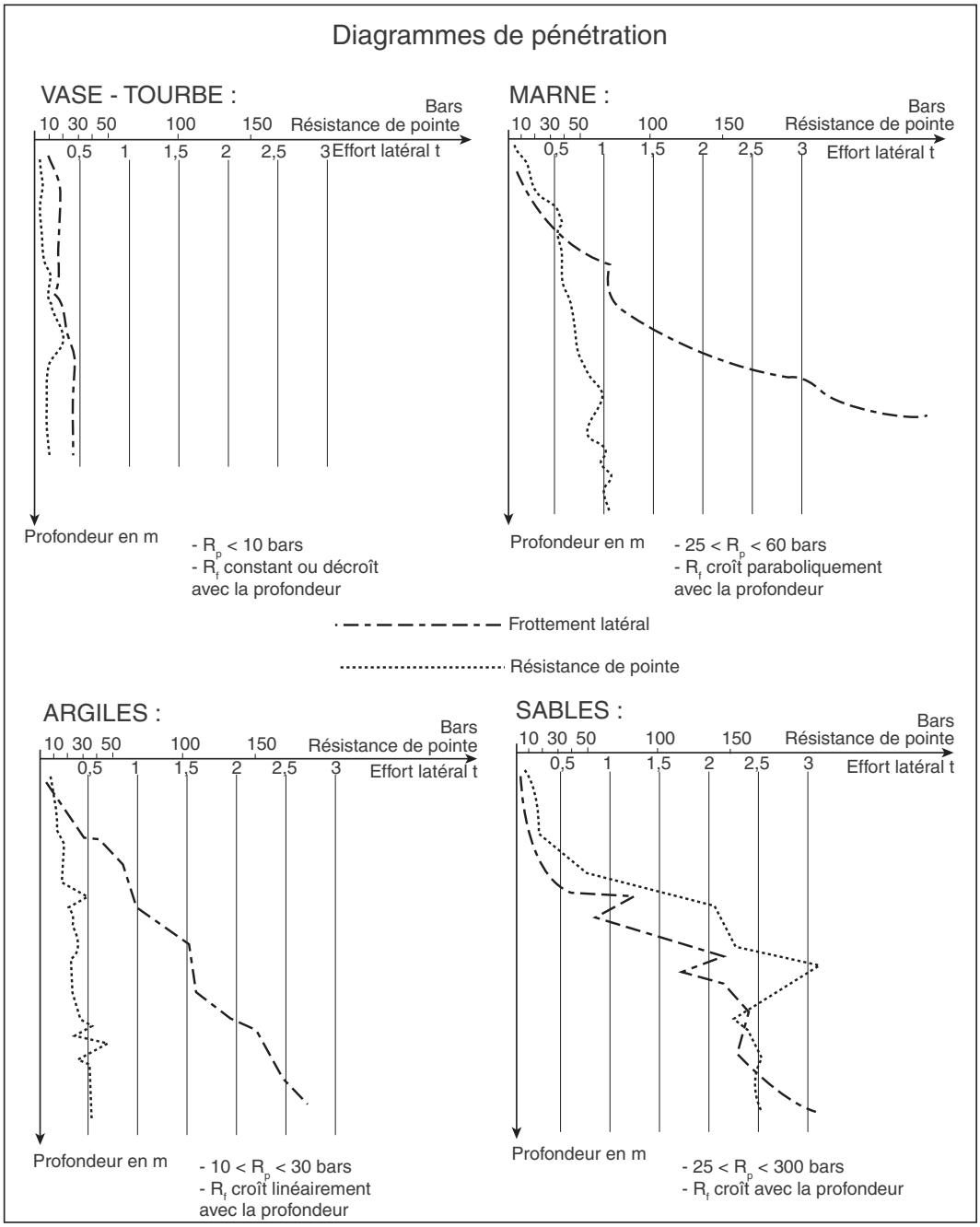
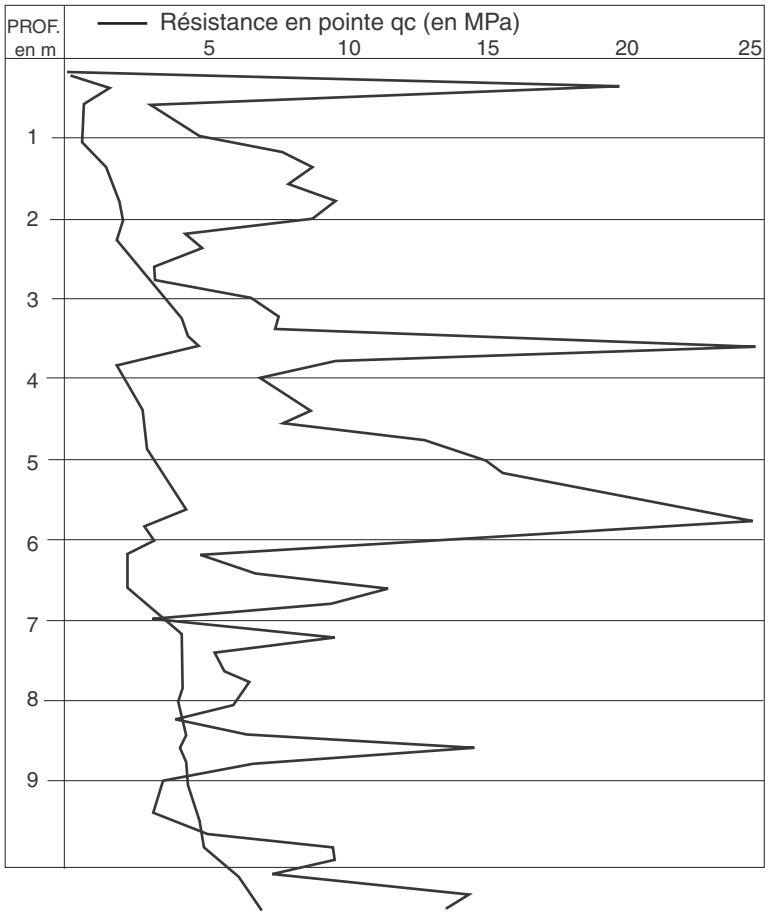

Diagrammes de pénétration
VASE - TOURBE :
Bars
10 30 50 100 150 Résistance de pointe
0,5 1 1,5 2 2,5 3 Effort latéral t
Profondeur en m
- R_p < 10 bars
- R_f constant ou décroît avec la profondeur
MARNE :
Bars
10 30 50 100 150 Résistance de pointe
0,5 1 1,5 2 2,5 3 Effort latéral t
Profondeur en m
- 25 < R_p < 60 bars
- R_f croît paraboliquement avec la profondeur
Frottement latéral
Résistance de pointe
ARGILES :
Bars
10 30 50 100 150 Résistance de pointe
0,5 1 1,5 2 2,5 3 Effort latéral t
Profondeur en m
- 10 < R_p < 30 bars
- R_f croît linéairement avec la profondeur
SABLES :
Bars
10 30 50 100 150 Résistance de pointe
0,5 1 1,5 2 2,5 3 Effort latéral t
Profondeur en m
- 25 < R_p < 300 bars
- R_f croît avec la profondeur

Fig. 32 : diagramme de pénétration statique



► Le pressiomètre Ménard (NF P 94-110)

• Application de l'essai

L'essai au pressiomètre permet de déterminer :

– la nature des terrains rencontrés ;

– la pression limite du sol « pl » (résistance à la rupture du sol) ;

– la pression de fluage du sol « pf » (limite entre le comportement élastique et plastique) ;

– le module pressiométrique du sol E_M (comportement pseudo élastique).

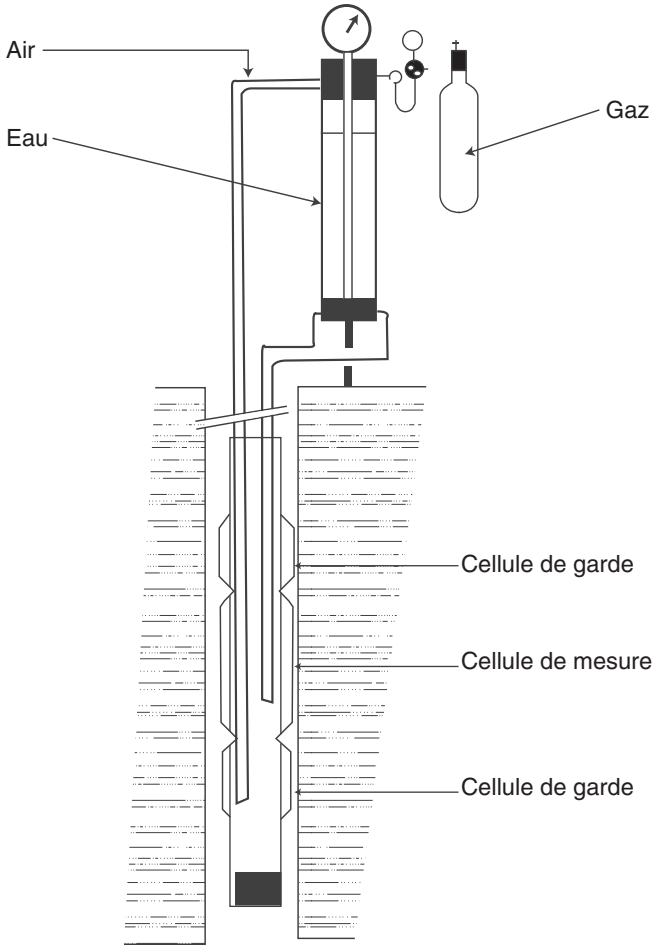
Cet essai permet le dimensionnement des fondations superficielles et profondes. Il est à conseiller pour l'étude de formations peu compressibles. Il permet également de traiter les problèmes de stabilité à court terme et de tassement (critère de rupture et de déformabilité).

Il ne donne en revanche aucune indication sur la cohésion C et l'angle de frottement interne φ des sols.

- **Description de l'appareillage et de l'essai**

Le pressiomètre comporte une sonde gonflable qui est descendue dans un forage préalablement réalisé et calibré au diamètre de la sonde. On applique sur le sol une pression radiale issue du gonflement de la sonde et on mesure les variations du volume de sol au contact de cette dernière.

Fig. 33 : description du pressiomètre Ménard



• **Résultats**

Les résultats sont présentés sous forme de courbes. La NF P 94-110 demande de fournir pour chaque essai les paramètres suivants :

– le module pressiométrique E_M ;

– la pression limite nette ($pl = po - \sigma_{hs}$) ;

– la pression de fluage nette ($pf = pf_0 - \sigma_{hs}$) ;

– la pression horizontale des terres au repos, σ_{hs}.

On porte également le rapport E_M/pl qui permet de caractériser le degré de consolidation des sols rencontrés et de vérifier que l'essai est valable.

(De façon générale, si $E_M/pl < 5$ ou $E_M/pl > 30$, on peut considérer l'essai comme douteux.)

- **Exemple de courbe**

Fig. 34 : exemple de courbe pressiométrique

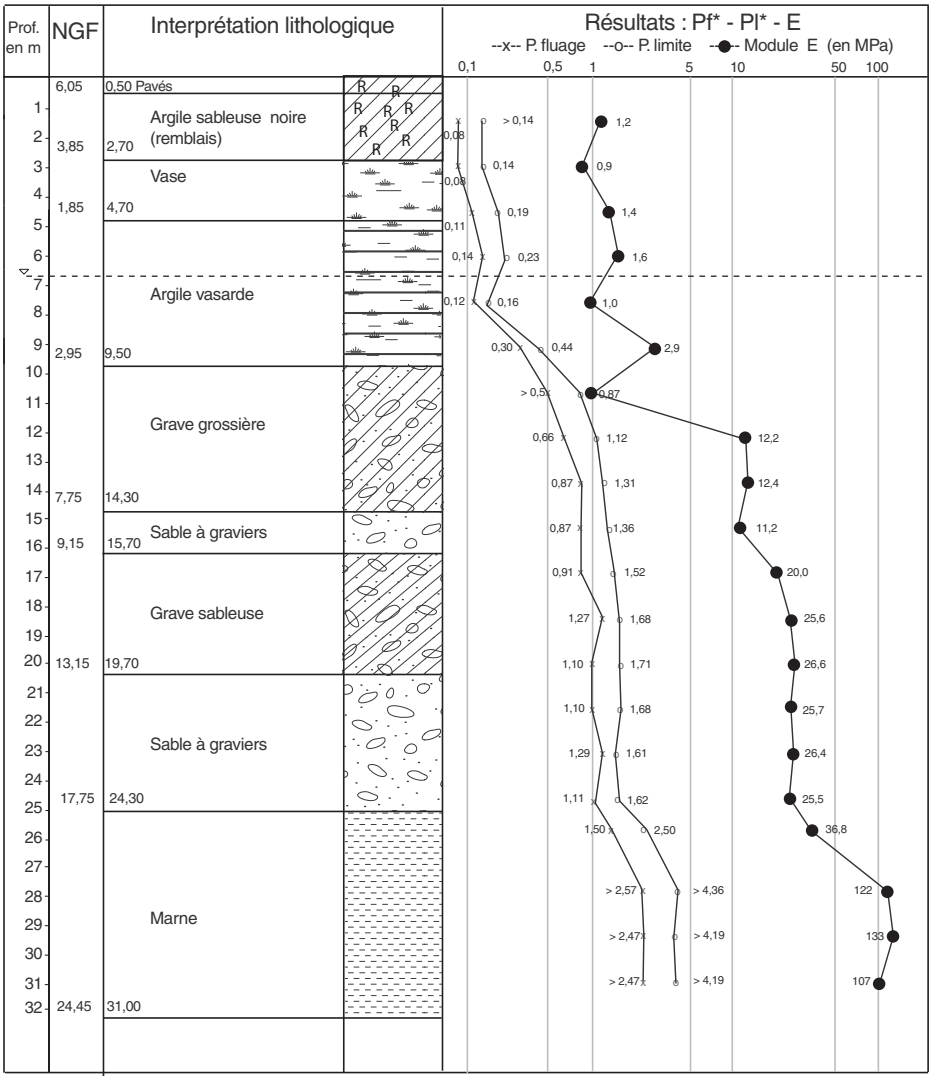
Chantier : Modernisation des ateliers
Client : Port autonome de Bordeaux
Dossier : D01/B095

Localisation
- X :
- Y :
- Z : 6,55

Date : 25/06/01

Échelle prof. : /

Nappe : eau à 6,50 m



Outils de forage	
Tanière Ø 63	09,50 m
Tricône Ø 63	31,00 m

Tubages	
Tubage Ø 96 LS	24,50 m

Date d'exécution	
26/06/01	30,00 m

Logiciel EXPRESS pour WINDOWS - Version 5.2 - Dépouillement d'essais selon norme NF P 94-110

► Le phicomètre (XP P 94-120)

• Application de l'essai

L'essai au phicomètre permet de mesurer *in situ* les caractéristiques de cisaillement des sols (et ce devant l'impossibilité de prélever des échantillons non remaniés dans certains sols). Il permet donc l'obtention des valeurs C_i et φ_i (cohésion et frottement interne *in situ*).

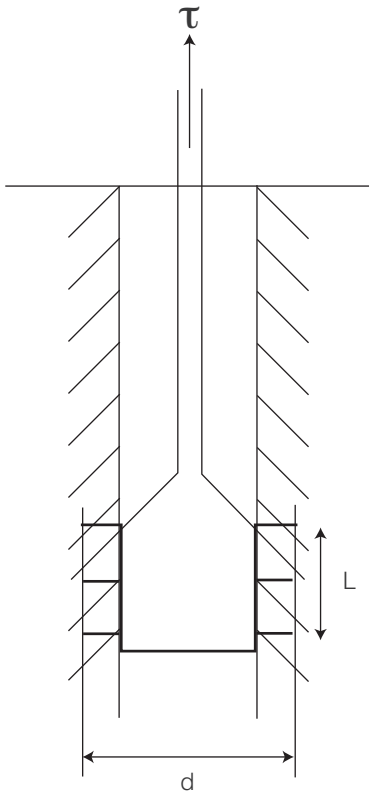
Cet essai est applicable dans tous les sols sauf :

– les vases, argiles vasardes, etc. (pl < 0,3 MPa) ;

– les roches et sols durs (pl > 4 MPa).

• Description de l'appareillage et de l'essai

Fig. 35 : schéma de principe du phicomètre



On introduit dans un forage préalablement réalisé une sonde cylindrique munie de dents. Cet appareil est alors gonflé pour faire entrer les dents dans le sol, puis on exerce un effort de traction verticale à vitesse constante.

• **Résultats**

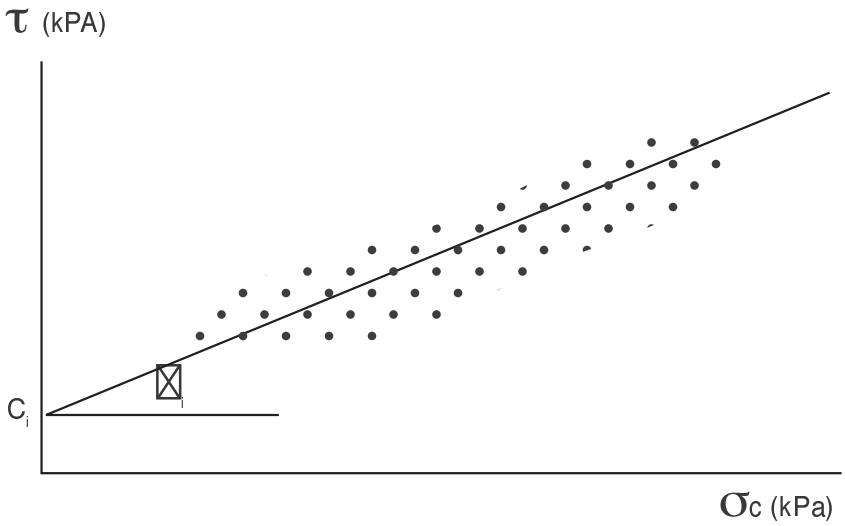
On mesure la contrainte de cisaillement $\tau = \frac{T}{S}$ avec $S = \pi dL$.

Le gonflement de la sonde entraîne l'application d'une pression radiale p_C sur les parois du forage.

On trace la courbe $\tau = f(p_C)$.

On en déduit les valeurs C_i et φ_i.

Fig. 36 : exemple de droite de cisaillement



Cet essai est comparable aux essais en laboratoire pour :

– les argiles franches (essai du type non consolidé non drainé) ;

– les sols pulvérulents (essai du type consolidé drainé).

Les tableaux d'interprétation sont donnés dans la *Revue française de géotechnique* n° 65, datant de 1993.

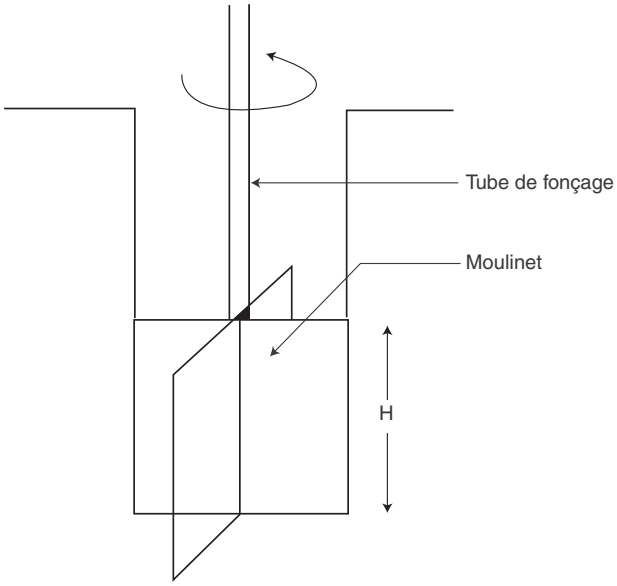
► Le scissomètre (NF P 94-112)

• **Application de l'essai**

L'essai au scissomètre permet de mesurer *in situ* les valeurs de cohésion (cohésion scissométrique s_{ci} et cohésion remaniée s_r) dans des sols fins adhérents ou saturés de faible résistance (tourbes, argiles vasardes, argiles molles, etc.). Il ne peut être utilisé pour des sables lâches.

• **Description de l'appareillage et de l'essai**

Fig. 37 : principe du scissomètre

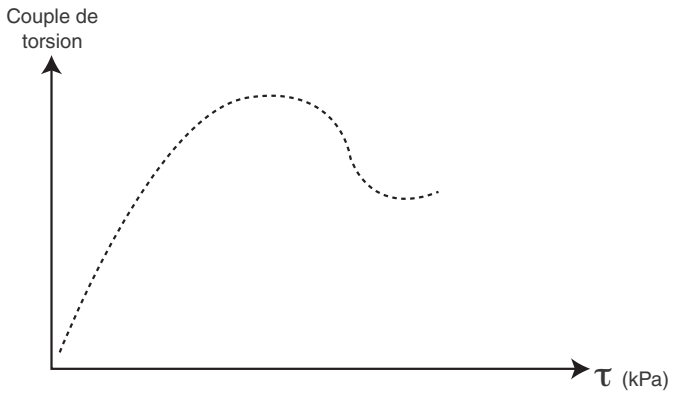


L'essai consiste à introduire par fonçage dans le terrain un moulinet sur lequel on va exercer un couple de torsion T. Sous l'effet de cette sollicitation, le sol est cisaillé par les pales du moulinet.

• **Résultats**

On porte la contrainte de cisaillement τ en fonction du couple de torsion appliqué ainsi que le temps de l'essai.

Fig. 38 : exemple de courbe de cisaillement



Des tableaux de corrélation permettent alors d'obtenir les valeurs de la cohésion du sol.

► Essais géophysiques

• Application des essais

Ces essais permettent dans les premiers stades de l'étude géotechnique d'apprécier l'hétérogénéité du site et de positionner éventuellement les sondages. Ils ont également un rôle important dans la recherche des cavités (carrières, zones karstiques, etc.). En revanche, ils ne peuvent se substituer aux essais par sondages et ne permettent pas le dimensionnement des fondations.

• Description des essais

Tableau 8 : utilisation des essais géophysiques

Méthode géophysique	Paramètre du sol étudié	Paramètre mesuré	Application	Limites d'utilisation
Électrique	Résistivité	Différence de potentiel	Nature des sols (épaisseur), anomalies	Zones urbaines et industrielles (perturbations importantes)
Électro-magnétique	Résistivité	Champ magnétique, champ électrique	Formations superficielles, terrassements	Zones urbaines et industrielles
Gravimétrique	Densité	Pesanteur	Détection d'anomalies (cavités, fontis)	Zones très accidentées
Sismique	Vitesse ou impédance des ondes	Temps et amplitude	Étude des tassements	Zones urbaines

• Résultats

Les résultats sont présentés sous forme de cartographie.

Exemple : la sismique réfraction donne les valeurs suivantes des vitesses :

– terre végétale $v \leq 1\,000$ m/s ;

– argile $1\,000 \text{ m/s} \leq v \leq 2\,000$ m/s ;

– granite $1\,000 \text{ m/s} \leq v \leq 3\,700$ m/s.

3.4.3 Les différentes missions géotechniques normalisées (selon la NFP 94-500 de décembre 2006)

Tableau 9 : les missions géotechniques

Étape de réalisation de l'ouvrage	Missions géotechniques					
		Études et suivi des ouvrages géotechniques		Exécution de sondages, essais et mesures géotechniques		Diagnostic géotechnique
Études préliminaires	G1	Étude préliminaire de géotechnique	G0	G0 préliminaire si nécessaire(1)	G5	G51
Avant-projet	G1	G12 Étude de faisabilité géotechnique Phase 1 Phase 2	G0	G0 détaillée indispensable(1)	G5	G51
Projet Assistance Contrat Travaux	G2	Étude de projet géotechnique Phase 1 Phase 2	G0	G0 spécifique si nécessaire(1)	G5	G51
Exécution	G3	Étude géotechnique d'exécution	G0	G0 complémentaire si nécessaire(1)	G5	G51
	G4	Suivi géotechnique d'exécution	G0		G5	G52
Ouvrage existant			G0	G0 spécifique si nécessaire(1)	G5	G51 : sans sinistre
			G0	G0 spécifique indispensable(1)	G5	G52 : avec sinistre

1. À définir par le géotechnicien chargé de la mission.

Tableau 10 : les différentes phases du projet géotechnique

Étape	Phase d'avancement du projet	Missions d'ingénierie géotechnique	Objectifs en termes de gestion des risques liés au aléas géologiques	Prestations d'investigations géotechniques*
1	Études préliminaires Études d'esquisse	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Avant-projet	Étude géotechnique d'avant-projet (G12)	Identification des aléas majeurs et principes généraux pour en limiter les conséquences	Fonction des données existantes et de l'avant-projet
2	Projet Assistance aux contrats de travaux (ACT)	Étude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences	Fonction des choix constructifs
3	Exécution	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Identification des aléas résiduels et dispositions pour en limiter les conséquences	Fonction des méthodes de construction mises en œuvre
		Supervision géotechnique d'exécution (G4)		Fonction des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés

* à définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante

Tableau 11 : contenu des missions géotechniques

L'enchaînement des missions géotechniques suit les phases d'élaboration du projet. Les missions G1, G2, G3, G4 doivent être réalisées successivement. Une mission géotechnique ne peut contenir qu'une partie d'une mission type qu'après accord explicite entre le client et le géotechnicien.

G0 Exécution de sondages, essais et mesures géotechniques

- Exécuter les sondages, essais et mesures en place ou en laboratoire selon un programme défini dans des missions de type G1 à G5.
- Fournir un compte rendu factuel donnant la coupe des sondages, les procès-verbaux d'essais et les résultats des mesures.

Cette mission d'exécution exclut toute activité d'étude ou de conseil ainsi que toute forme d'interprétation.

G1 Étude de faisabilité géotechnique

Ces missions G1 excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages qui entre dans le cadre exclusif d'une mission d'étude de projet géotechnique G2.

G11 Étude préliminaire de faisabilité géotechnique

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et préciser l'existence d'avoisinants.
- Définir si nécessaire une mission G0 préliminaire, en assurer le suivi et l'exploitation des résultats.
- Fournir un rapport d'étude préliminaire de faisabilité géotechnique avec certains principes généraux d'adaptation de l'ouvrage au terrain, mais sans aucun élément de prédimensionnement.

Cette mission G11 doit être suivie d'une mission G12 pour définir les hypothèses géotechniques nécessaires à l'établissement du projet.

G12 Étude de faisabilité des ouvrages géotechniques (après une mission G11)

Phase 1

- Définir une mission G0 détaillée, en assurer le suivi et l'exploitation des résultats.
- Fournir un rapport d'étude géotechnique donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte pour la justification du projet, et les principes généraux de construction des ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).

Phase 2

- Présenter des exemples de prédimensionnement de quelques ouvrages géotechniques types envisagés (notamment : soutènements, fondations, améliorations de sols).

Cette étude sera reprise et détaillée lors de l'étude de projet géotechnique (mission G2).

G2 Étude de projet géotechnique

Cette étude spécifique doit être prévue et intégrée dans la mission de maîtrise d'œuvre.

Phase 1

- Définir si nécessaire une mission G0 spécifique, en assurer le suivi et l'exploitation des résultats.
- Fournir les notes techniques donnant les méthodes d'exécution retenues pour les ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, fondations, dispositions spécifiques vis-à-vis des nappes et avoisinants), avec certaines notes de calcul de dimensionnement, une approche des quantités, délais et coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques.

Phase 2
- Établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereaux des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.

G3 Étude géotechnique d'exécution
- Définir si nécessaire une mission G0 complémentaire, en assurer le suivi et l'exploitation des résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivi, contrôle).

Pour la maîtrise des incertitudes et aléas géotechniques en cours d'exécution, les missions G2 et G3 doivent être suivies d'une mission de suivi géotechnique d'exécution G4.

G4 Suivi géotechnique d'exécution
- Suivre et adapter si nécessaire l'exécution des ouvrages géotechniques, avec définition d'un programme d'auscultation et des valeurs seuils correspondantes, analyse et synthèse périodique des résultats des mesures.
- Définir si nécessaire une mission G0 complémentaire, en assurer le suivi et l'exploitation des résultats.
- Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.

G5 Diagnostic géotechnique

L'objet d'une mission G5 est strictement limitatif, il ne porte pas sur la totalité du projet ou de l'ouvrage.

G51 Avant, pendant ou après construction d'un ouvrage sans sinistre
- Définir si nécessaire une mission G0 spécifique, en assurer le suivi de l'exploitation des résultats.
- Étudier de façon approfondie un élément géotechnique spécifique (par exemple soutènement, rabattement, etc.) sur la base des données géotechniques fournies par une mission G12, G2, G3 ou G4 et validées dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans les autres domaines géotechniques de l'ouvrage.

G52 Sur un ouvrage avec sinistre
- Définir une mission G0 spécifique, en assurer le suivi et l'exploitation des résultats.
- Rechercher les causes géotechniques du sinistre constaté, donner une première approche des remèdes envisageables. *Une étude de projet géotechnique G2 doit être réalisée ultérieurement.*

3.5 Consultation du géotechnicien, interprétation du rapport géotechnique

3.5.1 Consultation du géotechnicien

Il est important que le programme fourni par le maître d'ouvrage soit suffisamment précis pour que les réponses apportées par les géotechniciens soient homogènes, tant qualitativement que quantitativement.

Le programme devrait comporter au minimum :

– la localisation des ouvrages à réaliser (situation géographique) ;

– la nature des ouvrages (bâtiments, réservoirs, ouvrages enterrés…) ;

– une estimation des descentes de charge par ouvrage (pour le calcul des contraintes et des déformations).

Il est à moduler en fonction de la phase du projet :

– au niveau de l'avant-projet sommaire, on privilégiera l'aspect qualitatif de la reconnaissance géotechnique et on vérifiera la faisabilité du projet ;

– au niveau du projet, l'étude devra être précise, permettre le dimensionnement des fondations, résoudre tous les problèmes posés au niveau de l'APS.

De même, au niveau de l'analyse de l'offre géotechnique, il convient de veiller à l'homogénéité des moyens proposés (une offre qui ne comporte que des essais de pénétrations dynamiques, par exemple, doit être considérée avec circonspection) et à la densité des essais à réaliser.

Une analyse critique relative au choix des moyens d'investigation doit être menée pour s'assurer de la pérennité du projet (on pourra se référer aux chapitres précédents pour vérifier l'adéquation de l'essai en fonction des sols rencontrés et du mode de fondation).

3.5.2 Interprétation du rapport géotechnique

Cette interprétation sera réalisée sur l'exemple ci-après. Cet exemple comprend un plan d'implantation des différents sondages réalisés ainsi qu'une partie des enregistrements des essais *in situ*.

Fig. 39 : extrait de plan d'implantation des sondages

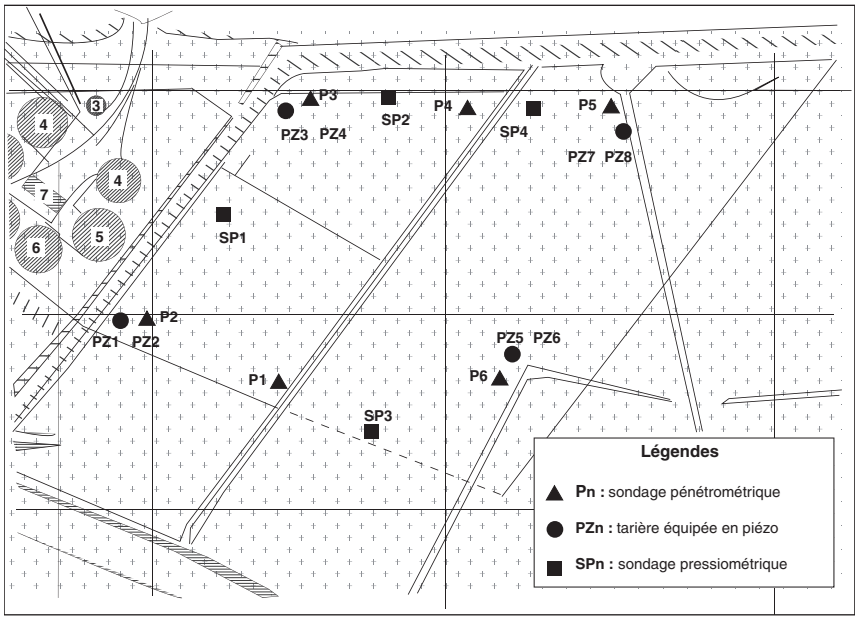
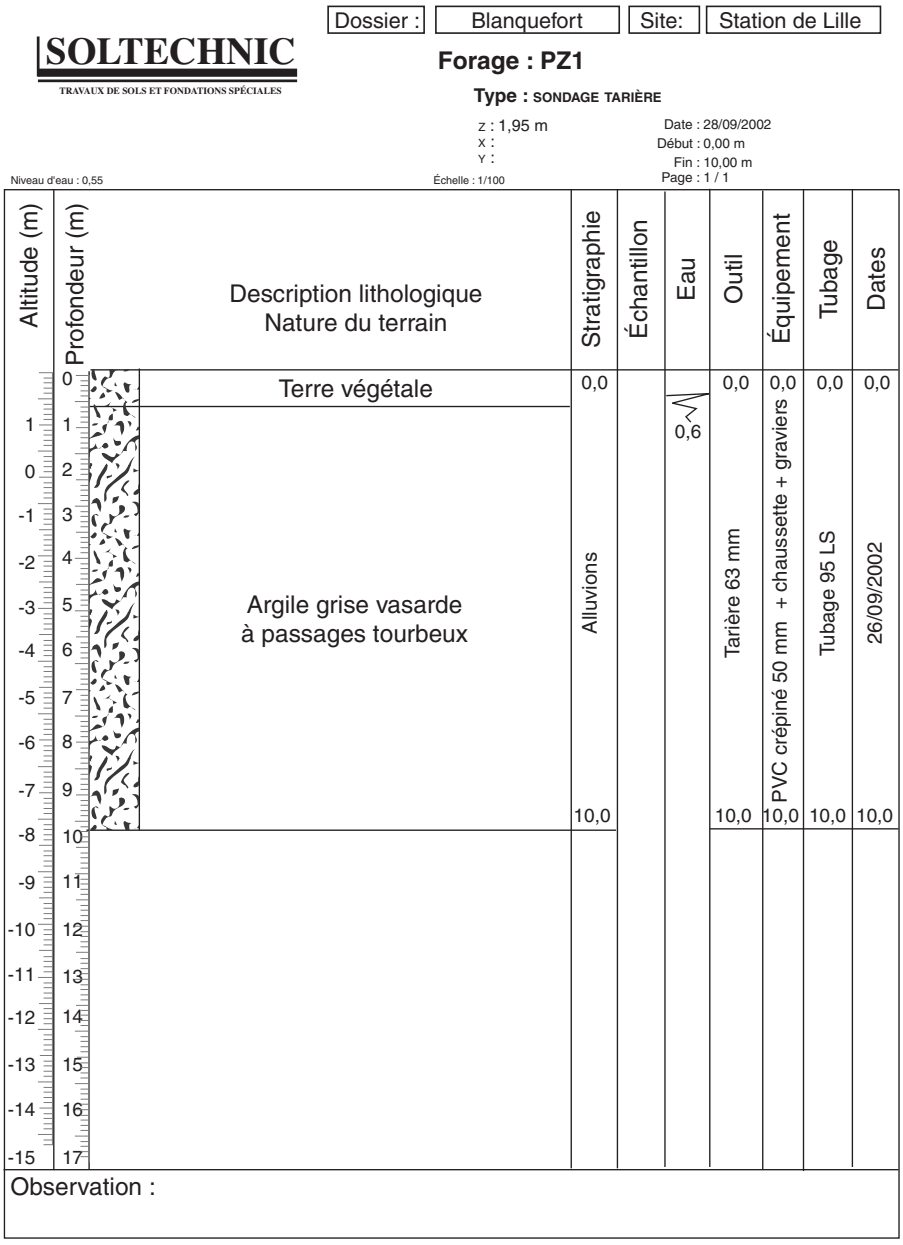
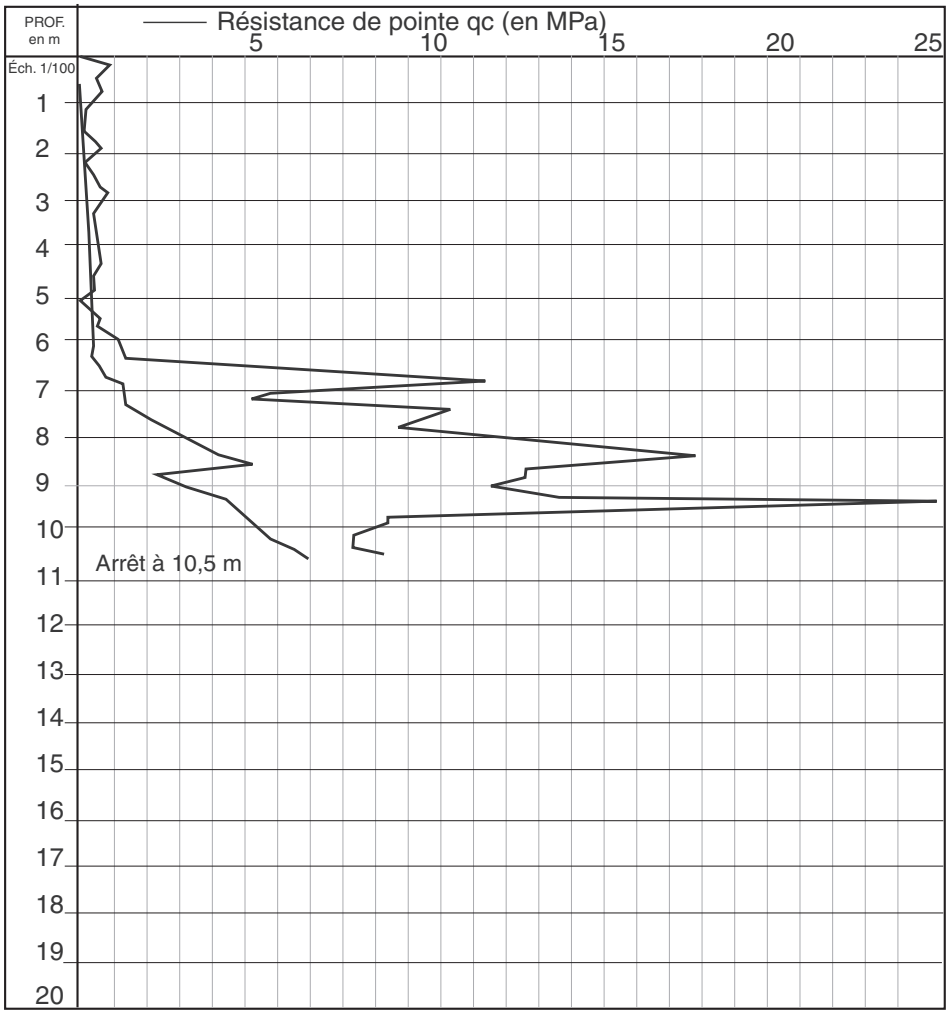


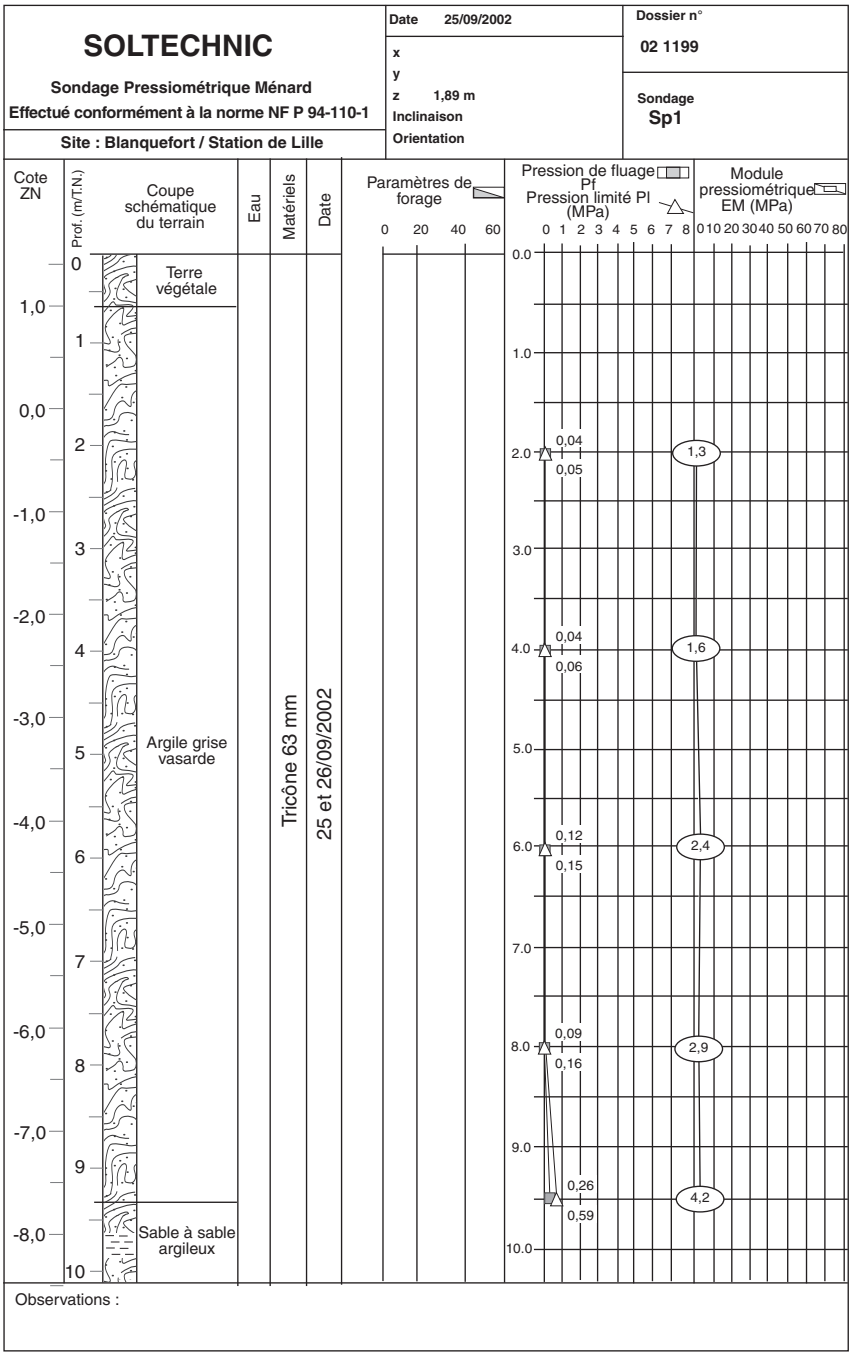
Fig. 40 : résultat des différents essais réalisés

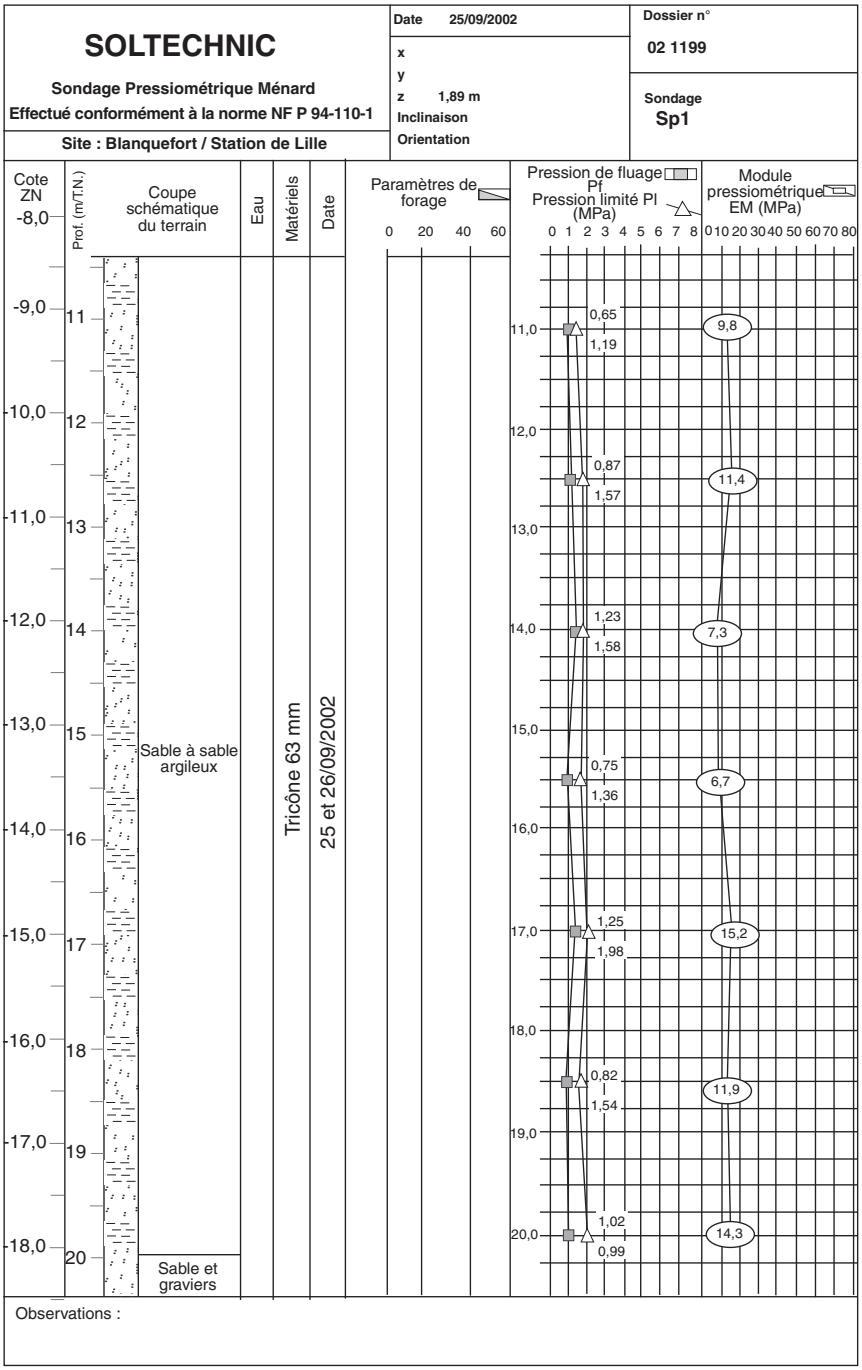


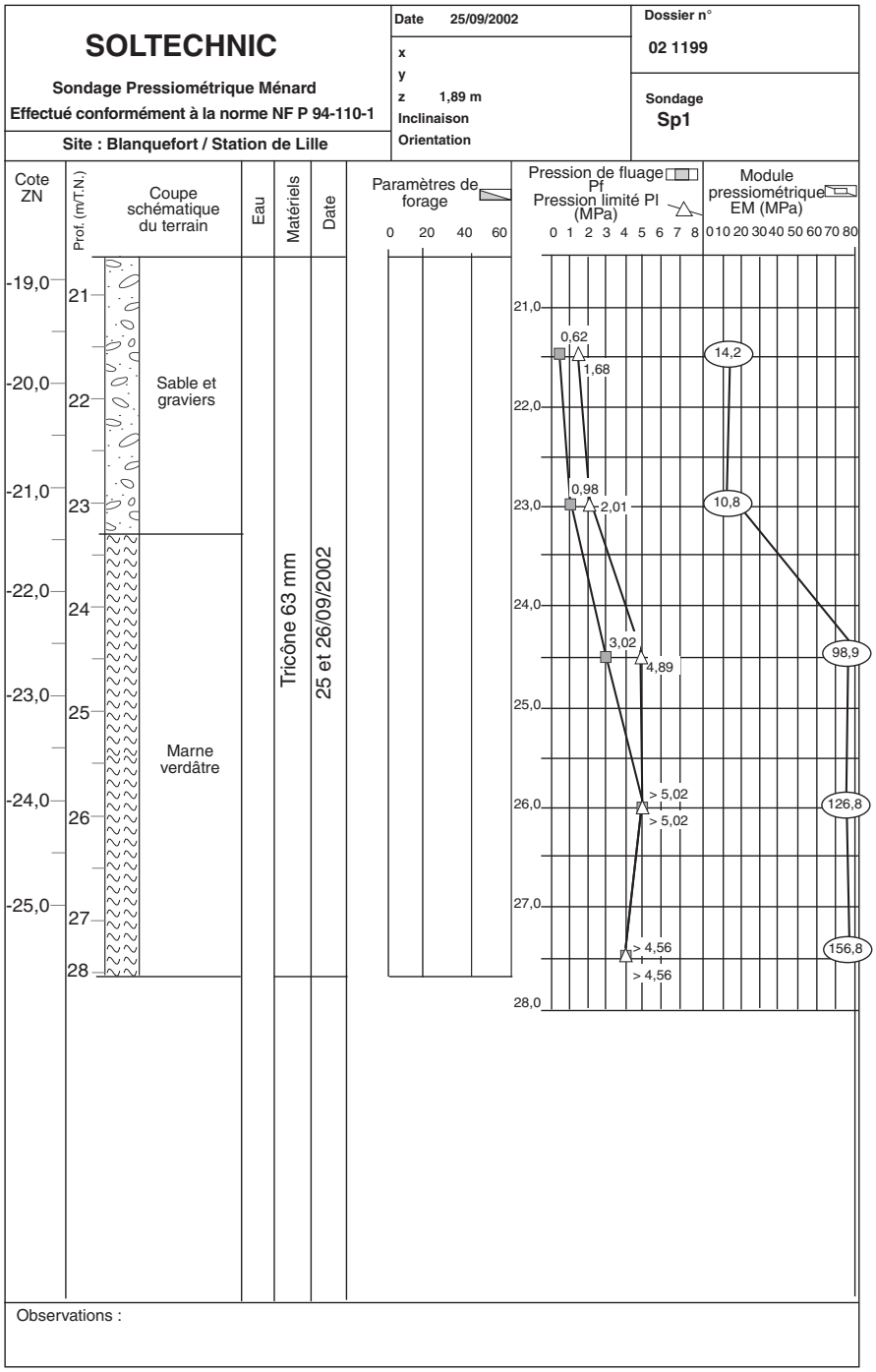
C. E. B. T. P.	Pénétromètre statique P3	
Client : CUB-ASSAINISSEMENT	Date : 02/09/02	Doss. E112.2.188
Chantier : Station d'épuration de Lille	Eau : 0,60 m	NGF : m



Pénétromètre Atlas	Pointe de 10 cm²


SOLTECHNIC
Sondage Pressiométrique Ménard
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1
Site : Blanquefort / Station de Lille
Date 25/09/2002
x
y
z 1,89 m
Inclinaison
Orientation
Dossier n°
02 1199
Sondage
Sp1
Cote ZN
Prof. (m/T.N.)
Coupe schématique du terrain
Eau
Matériels
Date
Paramètres de forage
Pression de fluage Pf
Pression limité Pl (MPa)
Module pressiométrique EM (MPa)
Terre végétale
Argile grise vasarde
Sable à sable argileux
Tricône 63 mm
25 et 26/09/2002
0,04
0,05
0,04
0,06
0,12
0,15
0,09
0,16
0,26
0,59
1,3
1,6
2,4
2,9
4,2
Observations :


SOLTECHNIC
Sondage Pressiométrique Ménard
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1
Site : Blanquefort / Station de Lille
Date 25/09/2002
x
y
z 1,89 m
Inclinaison
Orientation
Dossier n°
02 1199
Sondage
Sp1
Cote ZN
-8,0
Prof. (m/T.N.)
Coupe schématique du terrain
Eau
Matériels
Date
Paramètres de forage
Pression de fluage Pf
Pression limité Pl (MPa)
Module pressiométrique EM (MPa)
Sable à sable argileux
Sable et graviers
Tricône 63 mm
25 et 26/09/2002
0,65
1,19
9,8
0,87
1,57
11,4
1,23
1,58
7,3
0,75
1,36
6,7
1,25
1,98
15,2
0,82
1,54
11,9
1,02
0,99
14,3
Observations :


SOLTECHNIC
Sondage Pressiométrique Ménard
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1
Site : Blanquefort / Station de Lille
Date 25/09/2002
x
y
z 1,89 m
Inclinaison
Orientation
Dossier n°
02 1199
Sondage
Sp1
Cote ZN
Prof. (m/T.N.)
Coupe schématique du terrain
Eau
Matériels
Date
Paramètres de forage
Pression de fluage Pf
Pression limité Pl (MPa)
Module pressiométrique EM (MPa)
Sable et graviers
Marne verdâtre
Tricône 63 mm
25 et 26/09/2002
0,62
1,68
0,98
2,01
3,02
4,89
> 5,02
> 5,02
> 4,56
> 4,56
14,2
10,8
98,9
126,8
156,8
Observations :

Les différentes courbes présentées permettent de faire les remarques suivantes :

– le toit des sables et graviers marque un pendage naturel vers le ruisseau situé en partie basse du plan d'implantation des sondages ;

– les argiles vasardes de surface présentent des caractéristiques mécaniques très faibles dont il conviendra de tenir compte pour le choix de la machine à faire les pieux (il est probable qu'il sera nécessaire de réaliser une plateforme préalablement à l'amenée du matériel de forage) ;

– le mode de fondation sera du type fondation profonde par pieux forés. La longueur nécessaire pour l'ancrage dans le substratum marneux rendra délicate la solution de pieux à la tarière creuse, en particulier pour la mise en place de la cage d'armatures.

3.6 Prise en compte au niveau du projet

La prise en compte des contraintes géotechniques au niveau du projet est fondamentale. Elle permet d'éviter des erreurs de conception qui ne pourront être rattrapées ultérieurement.

En conséquence, les superstructures doivent s'adapter aux préconisations de l'étude de sol : c'est cette cohérence qu'il faut vérifier avant tout appel d'offres et toute réalisation. Nous citerons les exemples suivants :

– projet de bâtiment pour lequel l'étude géotechnique a mis en évidence des argiles gonflantes et rétractables au niveau de l'assise des fondations. Le marché prévoit la réalisation de fondation superficielle du type semelle filante et isolée avec un libage en maçonnerie, avec un encastrement hors gel (0,50 m). Or, la présence d'argiles sensibles à l'eau nécessite que le mode de fondation soit du type semelles filantes à forte inertie (libage en béton armé) ancrées à 1,50 m.

Fig. 41 : coupe sur la fondation et le libage maçonné

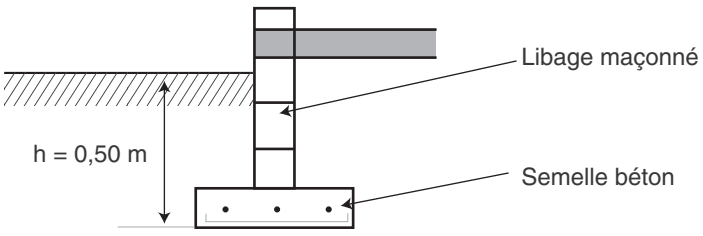
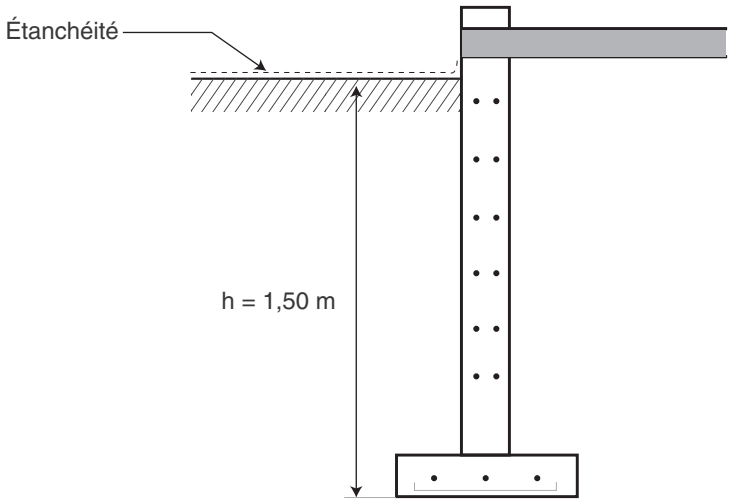
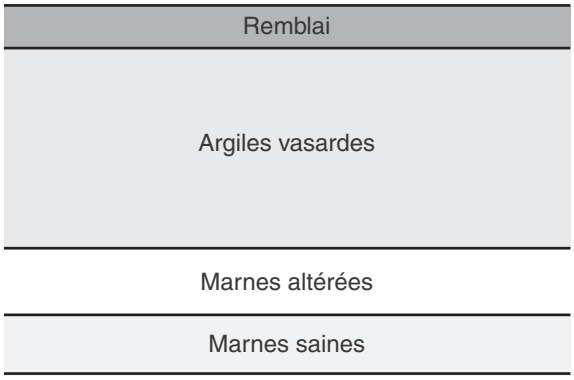


Fig. 42 : coupe sur la fondation et le libage béton armé



– projet de poste de relèvement enterré : l'étude de sol fournit le profil lithographique suivant et définit le niveau des plus hautes eaux de la nappe au toit des argiles vasardes.

Fig. 43 : coupe géologique



En l'absence de spécification particulière pour la réalisation du poste enterré au sein des argiles vasardes, l'entreprise prévoit la réalisation d'une paroi de soutènement du type paroi berlinoise. Or, cette paroi n'est pas compatible avec la présence d'une nappe. En conséquence, il a fallu réaliser un soutènement du type palplanche (rideau continu).

Partie II

LA CONCEPTION DES OUVRAGES

1. La fondation

1.1 Les fondations superficielles

1.1.1 Textes réglementaires

Deux textes s'appliquent à la justification des fondations superficielles :

– la norme NF P 11-711 (DTU 13.12) de mars 1988, « Règles pour le calcul des fondations superficielles » – domaine d'application : les travaux du bâtiment (marchés publics ou privés) ;

– le fascicule 62 titre V de décembre 1993, « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil » – domaine d'application : ouvrages de génie civil (ouvrages d'art, bassins et réservoirs référencés dans le fascicule 74 entre autres). Ce texte s'applique de façon pratique aux marchés publics ou privés.

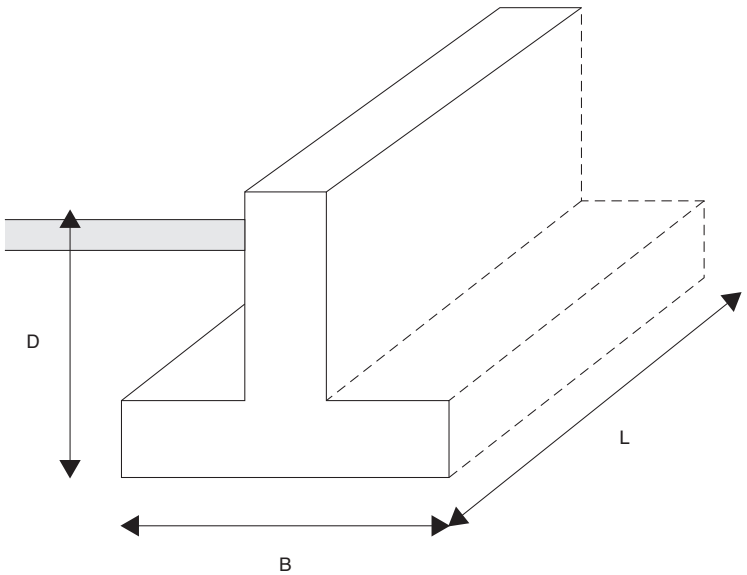
Remarque

Ces deux textes rédigés à des époques différentes ne sont pas cohérents dans la définition des termes et des symboles utilisés.

De façon générale, à l'intérieur d'une STEP, les ouvrages à vocation de réservoirs (selon la définition du fascicule 74) sont assujettis aux prescriptions du fascicule 62 titre V, les ouvrages de bâtiments (ateliers, laboratoires, bureaux, etc.) sont soumis aux préconisations du DTU 13.12.

1.1.2 Définition d'une fondation superficielle

Fig. 1 : schématisation d'une semelle



Une fondation est dite superficielle lorsque :

$D/B < 6$

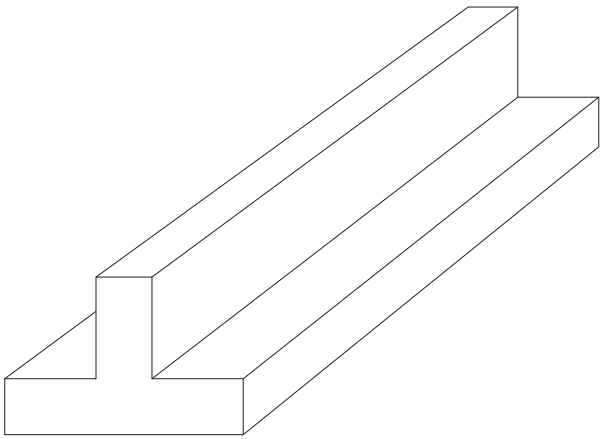
et

$D < 3$ m

Une semelle est dite filante lorsque :

$L/B > 5$

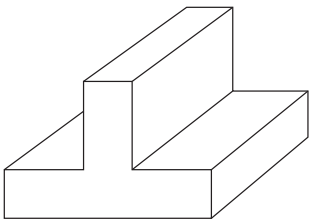
Fig. 2 : semelle filante



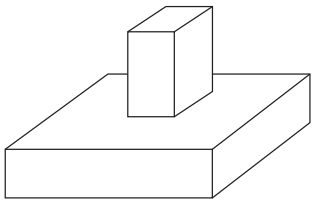
Une semelle est dite isolée lorsque :

$L/B < 5$

Fig. 3 : exemples de semelle isolée

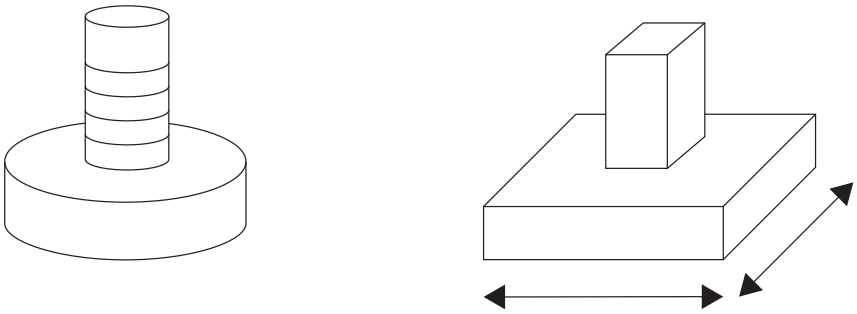


ou



1.1.3 Description des différents types de fondations superficielles

Fig. 4 : semelle circulaire/semelle carrée



Les différents types de fondations superficielles sont les suivants :

– semelle circulaire (B = 2R) ;

– semelle carrée (L = B) ;

– semelle rectangulaire (B < L < 5B) ;

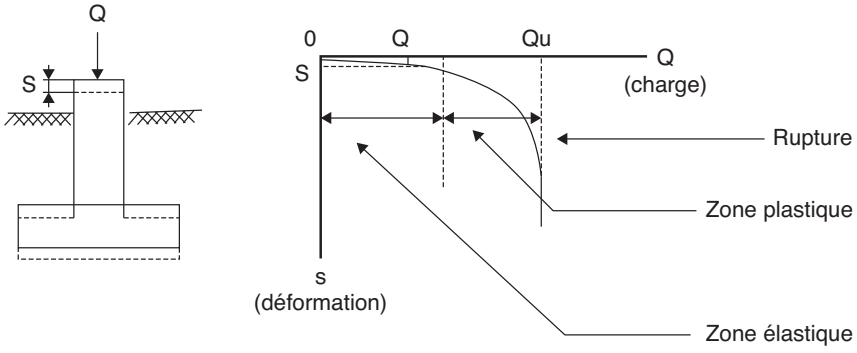
– radier général : semelle de grande dimension portant tout un ouvrage (cas fréquent des réservoirs et des bassins) ;

– dallage : cas particulier de radier général pour des charges permanentes faibles et des charges d'exploitation aléatoires (stockage, charge roulante, etc.).

1.1.4 Comportement d'une semelle chargée

On considère dans un premier temps une semelle superficielle chargée verticalement suivant son axe de symétrie. Sous l'effet de cette charge, le sol en place se déforme sous la base de la semelle ; cette dernière subit alors un phénomène de tassement.

Fig. 5 : diagramme charge-déformation



On appelle alors :

Q_u = charge limite de la semelle : charge maximale que peut supporter cette dernière et qui entraîne la rupture du sol (cette valeur n'est pas définie de façon précise, on considère généralement qu'elle correspond à un enfoncement égal à B/10) ;

$q_u = \frac{Q_u}{A}$: contrainte limite ou contrainte ultime de la semelle (A = aire de la semelle).

1.1.5 Principe de justification d'une semelle superficielle

1.1.5.1 Critère de rupture

La contrainte appliquée (ou contrainte de calcul) q doit rester inférieure à la contrainte ultime.

Selon le DTU 13.12 : $q < \frac{q_u}{F_z}$ où Fz = coefficient de sécurité.

Selon le fascicule 62 titre V : $q < q_0 + i_{\delta\beta} \frac{q_u - q_0}{\gamma_q}$

où :

q_0 = contrainte effective minimale au niveau de l'assise de la fondation ;

$i_{\delta\beta}$ = coefficient minorateur dépendant de l'inclinaison δ de la charge/verticale et de la pente β du sol d'assise/horizontale ;

γ_q = coefficient de sécurité ($\gamma_q = 2$ à l'état limite ultime, $\gamma_q = 3$ à l'état limite de service).

1.1.5.2 Critère de déformabilité

Il convient de s'assurer que le tassement s de la fondation est compatible avec le fonctionnement correct de l'ouvrage.

Le tassement « admissible » est à fixer dans les pièces du marché ; il doit prendre en compte :

– la capacité de l'ouvrage lui-même à supporter cette déformation ;

– la capacité des interconnexions entre ouvrages à admettre des déformations différentielles (canalisations, passerelles, etc.).

Il en résulte que le principe général de justification d'une fondation superficielle sera basé sur la vérification des états suivants :

– état limite de mobilisation de la capacité portante du sol ;
– état limite des déformations (déformation élastique) ;
– état limite ultime de renversement ;
– état limite de service de décompression du sol ;
– état limite ultime de glissement ;
– état limite ultime de stabilité d'ensemble (risque de rupture circulaire sous la semelle).

1.1.6 Cas particulier des radiers et dallage

1.1.6.1 Les radiers

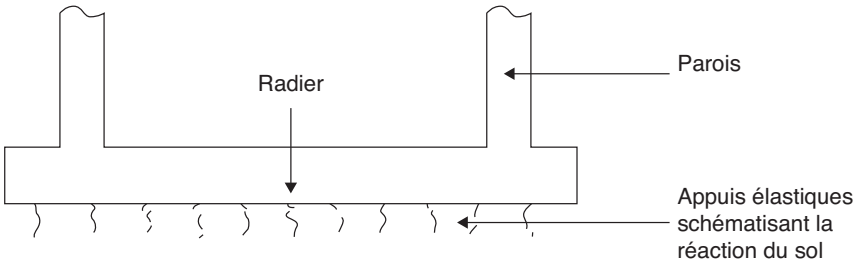
Les radiers sont généralement le principe de fondation privilégié des réservoirs puisqu'ils permettent de répartir la totalité des charges permanentes et d'exploitation de l'ouvrage sur une surface importante et donc d'obtenir des contraintes sur le sol relativement faibles.

Les radiers sont dimensionnés de façon à limiter le tassement différentiel sous l'ouvrage aux valeurs admissibles. On distingue principalement deux types de radiers :

– les radiers rigides, qui sont dimensionnés comme des planchers inversés portés par les voiles et les poteaux. Ils sont peu utilisés en ouvrage de rétention du fait d'un équarrissage important. Ce type de fondation est plus spécifiquement adapté aux bâtiments ;
– les radiers souples, qui sont des dalles appuyées élastiquement sur le sol. Ce sont ces radiers qui sont le plus souvent utilisés en réservoir.

Ces radiers sont donc constitués par des dalles « armées » en béton reposant directement sur le sol. Ces dalles sont calculées comme des planchers et respectent les prescriptions des règles BAEL et BPEL.

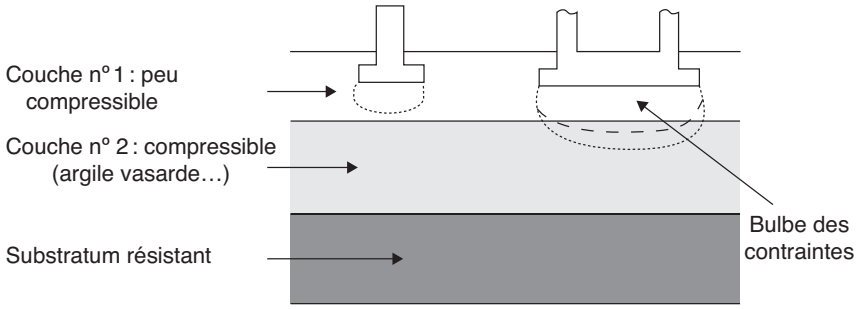
Fig. 6 : schéma de fonctionnement du radier souple



Si les contraintes engendrées par le radier sur le sol sont faibles, les déformations peuvent être relativement importantes.

L'exemple le plus significatif est celui de fondations reposant sur un sol bicouche.

Fig. 7 : tassement du radier



Les contraintes apportées par la semelle filante et par le radier sur le sol sont identiques, pourtant la semelle ne tassera que de 1 cm environ, alors que le radier tassera de 1 m.

En effet, de par sa surface importante, le radier viendra solliciter la couche n° 2, couche compressible qui va se déformer.

1.1.6.2 Les dallages

Le dallage est un ouvrage en béton « non armé » très souvent (le treillis soudé disposé dans le corps du dallage n'ayant qu'un rôle d'antifissuration).

Cet ouvrage est régi par le DTU 13.3. Ce DTU, qui remplace les anciennes règles professionnelles pour les travaux de dallage de mars/avril 1990, distingue trois types d'ouvrages :

– les dallages de maisons individuelles ;

– les dallages courants à faible charge ;

– les dallages à forte charge.

Il fait également la différence entre dallages armés et non armés. Les dallages nécessitant une limite de fissuration (par exemple les fonds de bassin) sont obligatoirement armés et calculés comme une dalle sur appuis élastiques.

Son utilisation pour les ouvrages hydrauliques, bien que prévue par le fascicule, reste d'un usage difficile.

Son usage courant est celui de bâtiment d'habitation ou industriel.

1.1.7 Exemple de fondations superficielles

Fig. 8-a : plan de coffrage des fondations

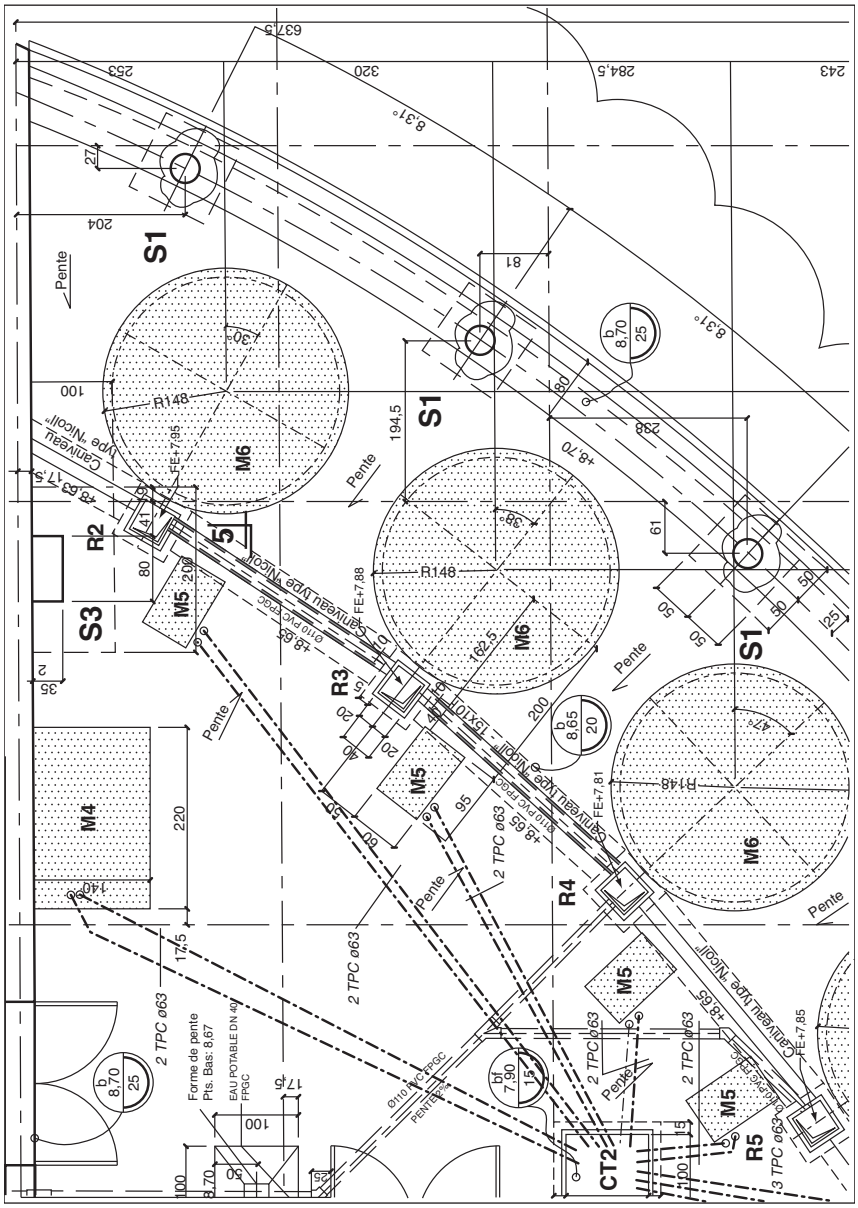


Fig. 8-b : coupe sur semelle

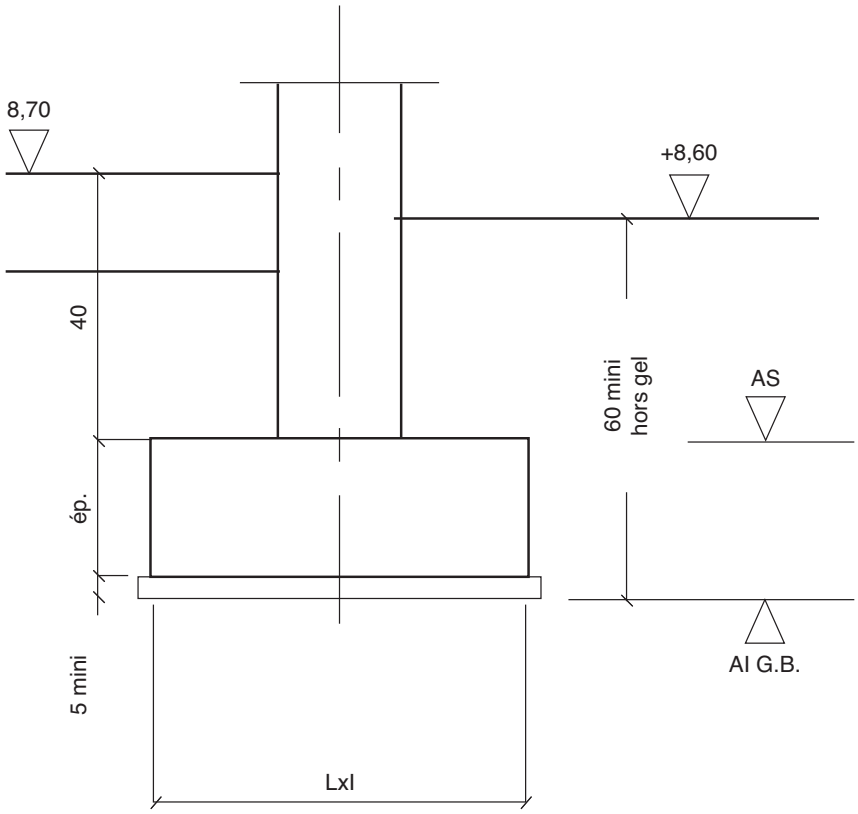


Tableau 1 : nomenclature des semelles

Semelles	L × l	Ép.	A.S	Al GB
S1	100 × 100	25	+ 8,30	+ 8,00
S2	1,25 × 1,25	30	+ 8,30	+ 7,95
S3	200 × 100	25	+ 8,30	+ 8,00
SF1	40 × filant	25	+ 8,30	+ 8,00
SF2	45 × filant	25	+ 8,30	+ 8,00
SF3	50 × filant	25	+ 8,30	+ 8,00
SF4	55 × filant	25	+ 8,30	+ 8,00
SF5	65 × filant	25	+ 8,30	+ 8,00
SF6	100 × filant	25	+ 8,30	+ 8,00

Fig. 8-b' : plan de coupe

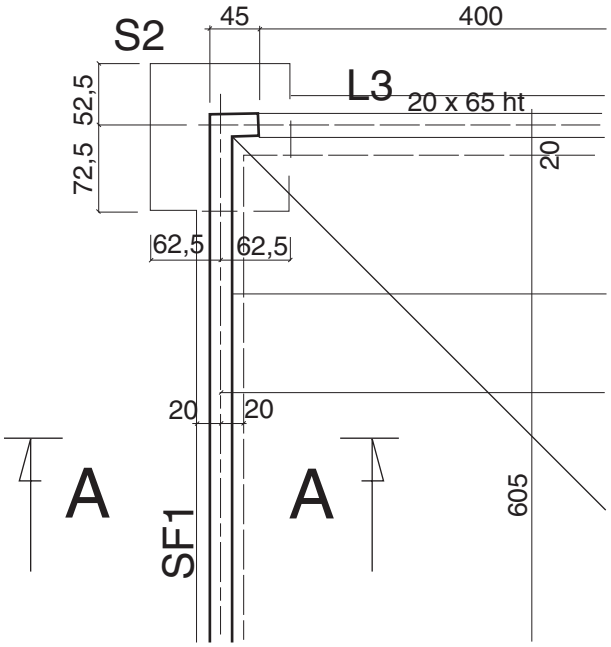
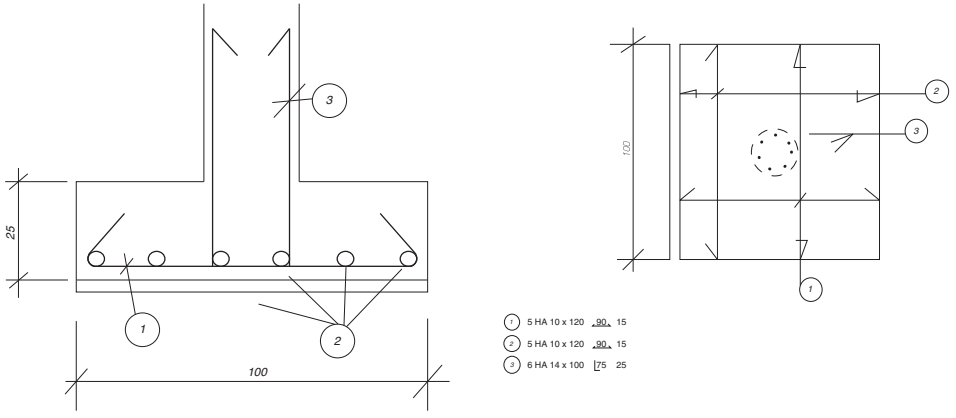


Fig. 8-c : plan de ferraillage de la semelle



1.2 Les fondations profondes et semi-profondes

1.2.1 Textes réglementaires

Deux textes principaux régissent la justification des fondations profondes et semi-profondes :

– la norme NF P 11-212 (DTU 13.2) de septembre 1992, « Fondations profondes pour le bâtiment » – domaine d'application : les travaux de bâtiment (marchés publics ou privés) ;

– le fascicule 62 titre V de décembre 1993 (*dito* fondations superficielles).

Le nota figurant aux fondations superficielles reste valable. Chaque type de fondation profonde sera assujetti, à terme, à une normalisation particulière (déjà applicable pour les pieux forés par exemple).

1.2.2 Définition d'une fondation profonde et semi-profonde

Les fondations profondes sont caractérisées par :

$D/B > 6$ et

$D > 3$ m

ou

$DC/B > 5$

D et B ont les mêmes définitions que pour les fondations superficielles.

Avec DC = hauteur d'encastrement équivalente.

Les fondations semi-profondes sont intermédiaires entre les fondations superficielles et profondes. Selon la nature du sol et le mode d'exécution, elles sont assimilées soit à des fondations superficielles, soit à des fondations profondes (ou plus rarement font l'objet d'une méthodologie particulière).

Par simplification, on appellera pieu tout type de fondations profondes.

1.2.3 Pieu soumis à une charge verticale : mode de fonctionnement

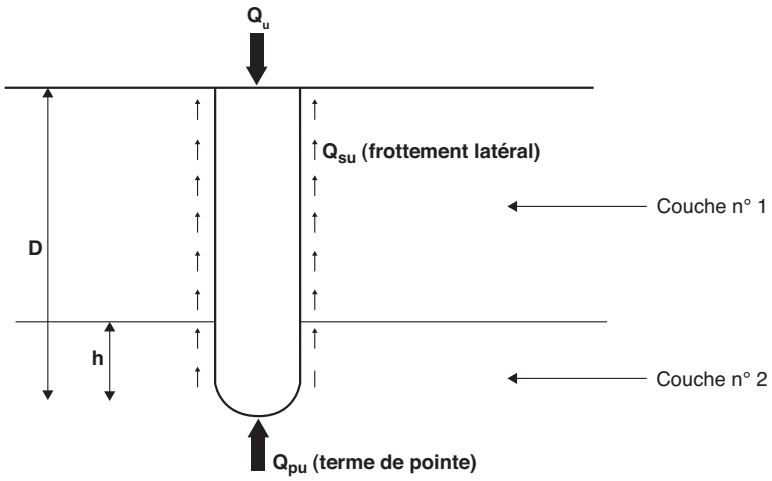
Le mode courant de fonctionnement d'un pieu consiste en :

– un appui dans la couche résistante du sol de par sa pointe (terme de pointe) ;

– une étreinte latérale du sol autour du pieu (frottement latéral).

Les valeurs du terme de pointe et du frottement latéral sont déterminées à partir de l'étude géotechnique.

Fig. 9 : principe de fonctionnement d'un pieu



D = fiche du pieu
h = longueur d'ancrage du pieu

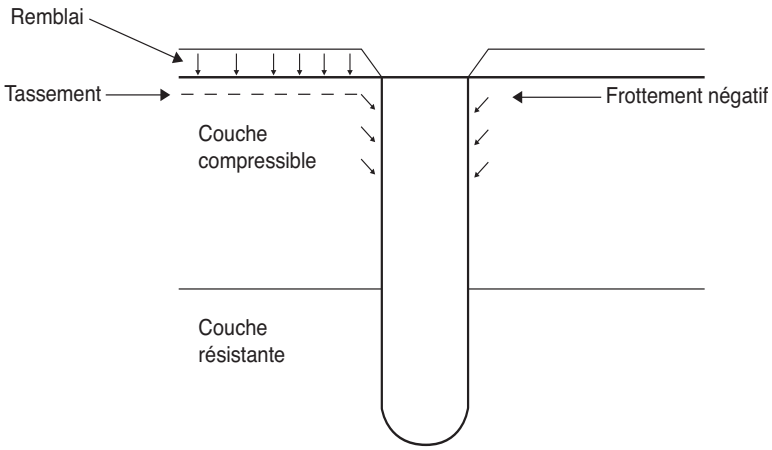
La charge limite du pieu Q_u vaut alors :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

1.2.4 Efforts parasites

► Frottement négatif : lorsque le pieu traverse des couches compressibles qui peuvent être surchargées, le tassement de ces couches « entraîne » la fondation vers le bas et diminue donc la capacité portante du pieu.

Fig. 10 : schématisation du frottement négatif

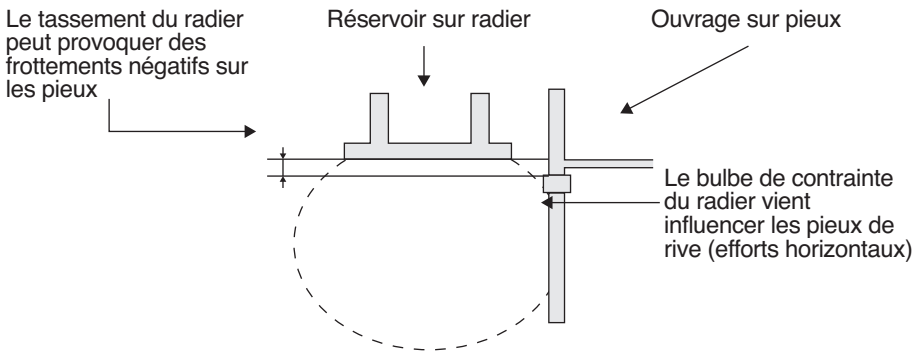


Les valeurs de frottement peuvent être relativement importantes si la couche compressible a une hauteur significative

► Poussée horizontale : il s'agit d'une poussée due au fluage horizontal des sols compressibles chargés dissymétriquement.

Exemple : l'illustration des cas précédents est celle d'une fondation par radier voisine d'une fondation sur pieu.

Fig. 11 : principe des poussées dissymétriques


Le tassement du radier peut provoquer des frottements négatifs sur les pieux
Réservoir sur radier
Ouvrage sur pieux
Le bulbe de contrainte du radier vient influencer les pieux de rive (efforts horizontaux)

Remarque

À l'origine, les pieux étaient de section relativement faible (par rapport à leur hauteur) et ne reprenaient que des charges verticales axiales.

La présence d'efforts horizontaux ou de moments appliqués en tête des pieux conduit à augmenter la section (inertie) et à les armer.

1.2.5 Classification des fondations profondes

Les pieux sont classés par type.

1/ Pieux façonnés à l'avance :

– battu préfabriqué ;

– métal battu ;

– tubulaire précontraint ;

– battu enrobé ;

– vibrofoncé.

2/ Pieux à tube battu exécutés en place :

– battu pilonné ;

– battu moulé.

3/ Pieux forés :

– foré simple ;

– foré tubé ;

– foré boue ;
– tarière creuse ;
– vissé moulé ;
– compacté haute pression.

4/ Puits

5/ Pieux foncés :
– béton foncé ;
– métal foncé.

6/ Micropieux : types I à IV.

On note globalement trois grandes classes selon le mode de réalisation :
– les pieux mis en place avec refoulement du sol (pieux battus ou foncés). Ces pieux compriment le sol et augmentent son étreinte latérale, donc, également, le frottement latéral ;
– les pieux mis en place sans refoulement du sol (pieux forés, puits). La matière du pieu vient se substituer au sol en place. Le frottement latéral sera fonction de la rugosité du pieu ;
– les fondations injectées (micropieux, etc.). La pression d'injection vient comprimer le sol autour du pieu et augmenter le frottement latéral.

1.2.6 Mode de réalisation

Fig. 12 : pieu battu enrobé (type Trindel)

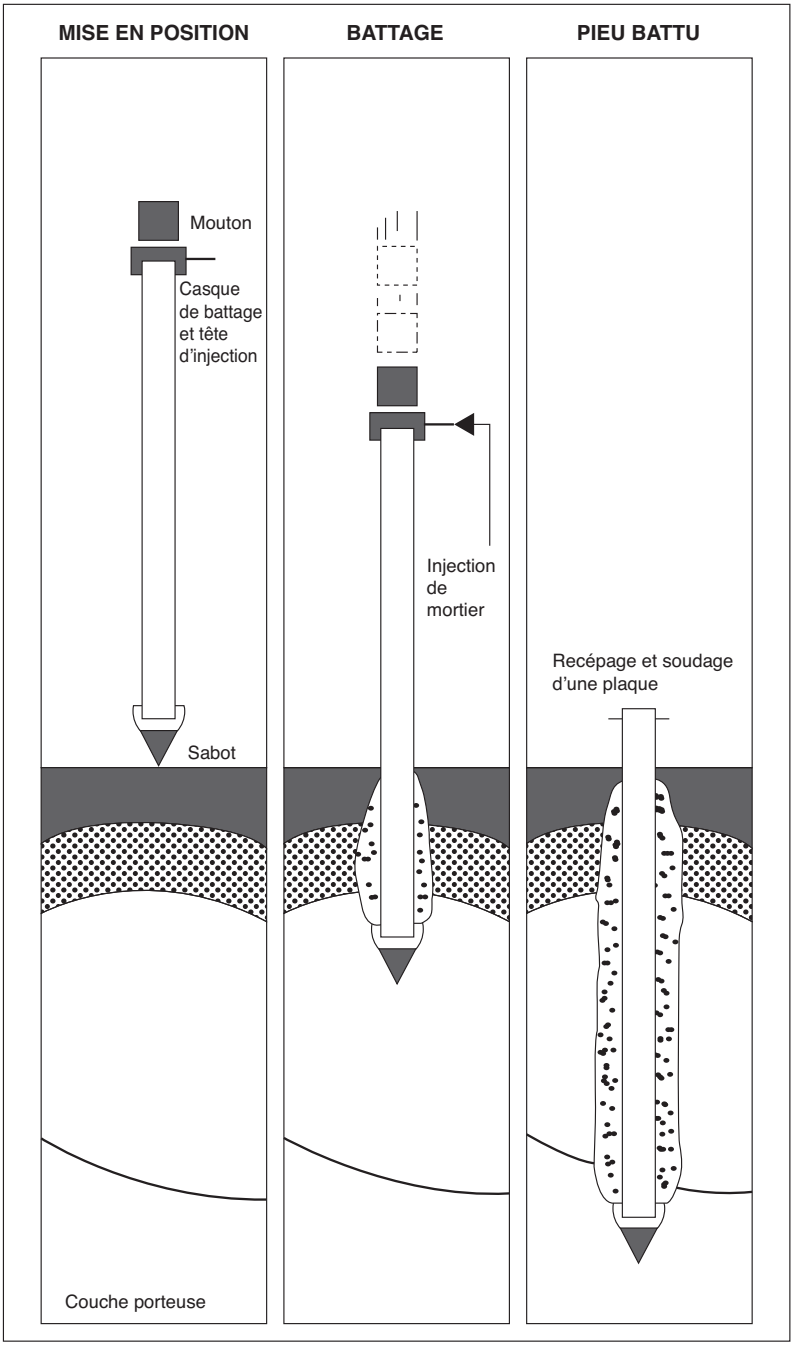


Fig. 13 : pieu à tube battu exécuté en place, dit battu moulé vibré

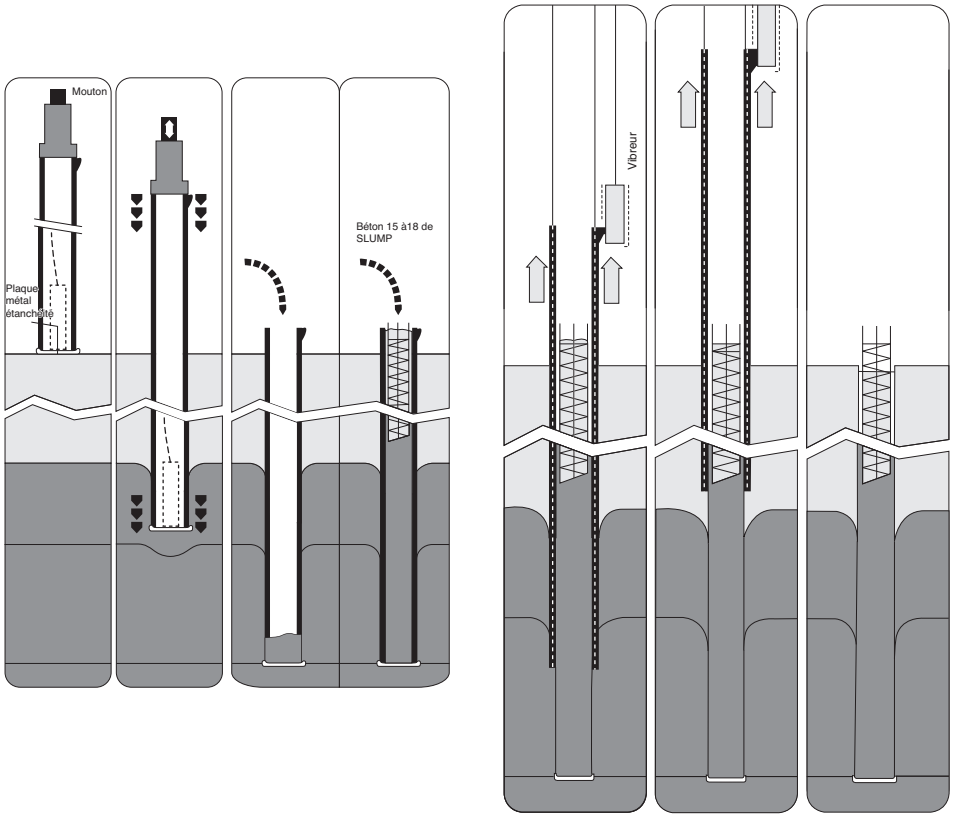


Fig. 14 : pieu foré à la tarière

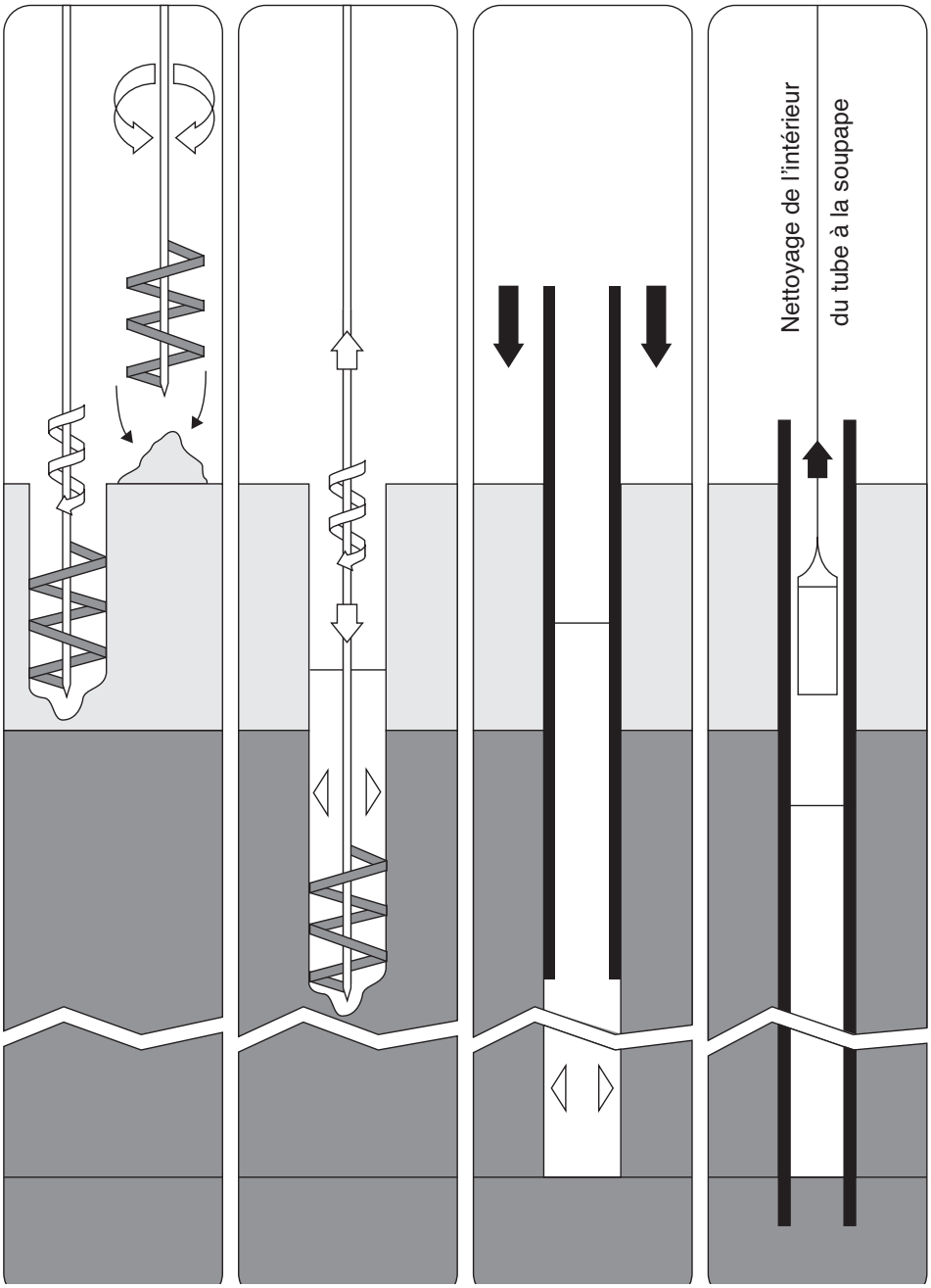


Fig. 15 : pieu vibro-foré

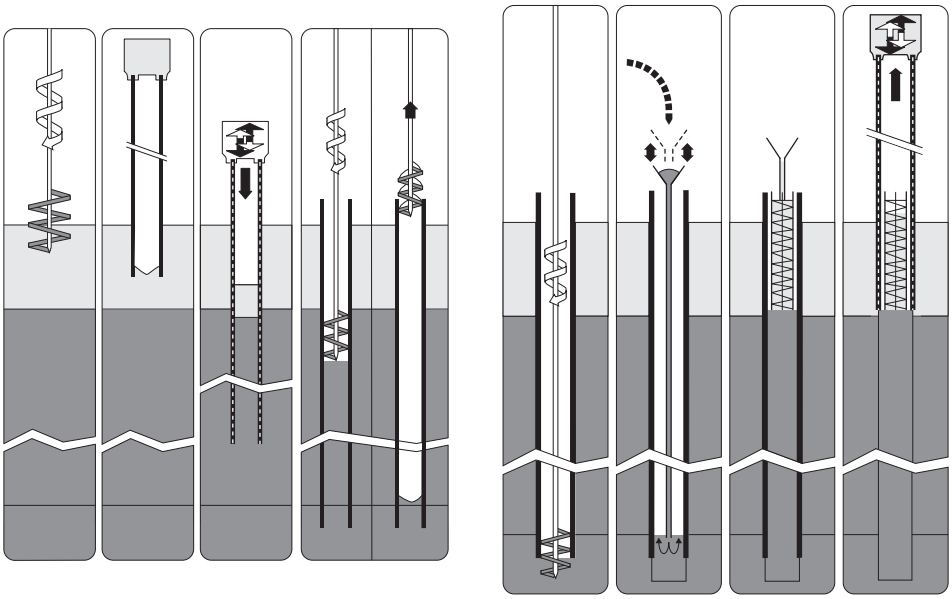


Fig. 16 : pieu foré tubé

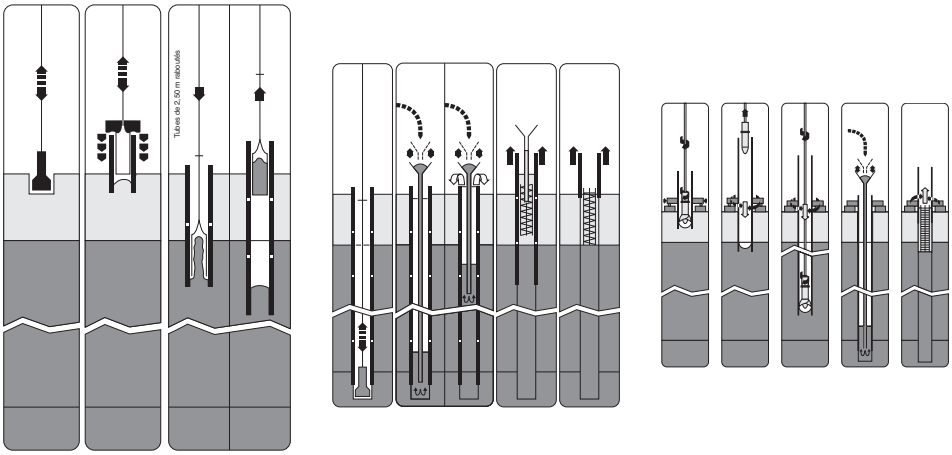


Fig. 17 : pieu foré à la boue, barrette et paroi moulée, section non circulaire

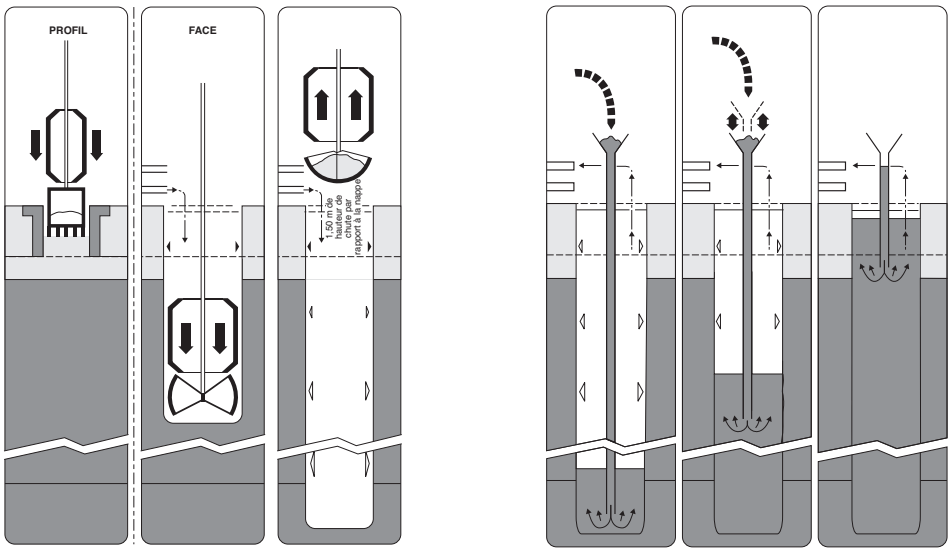


Fig. 18 : pieu exécuté par tarière continue

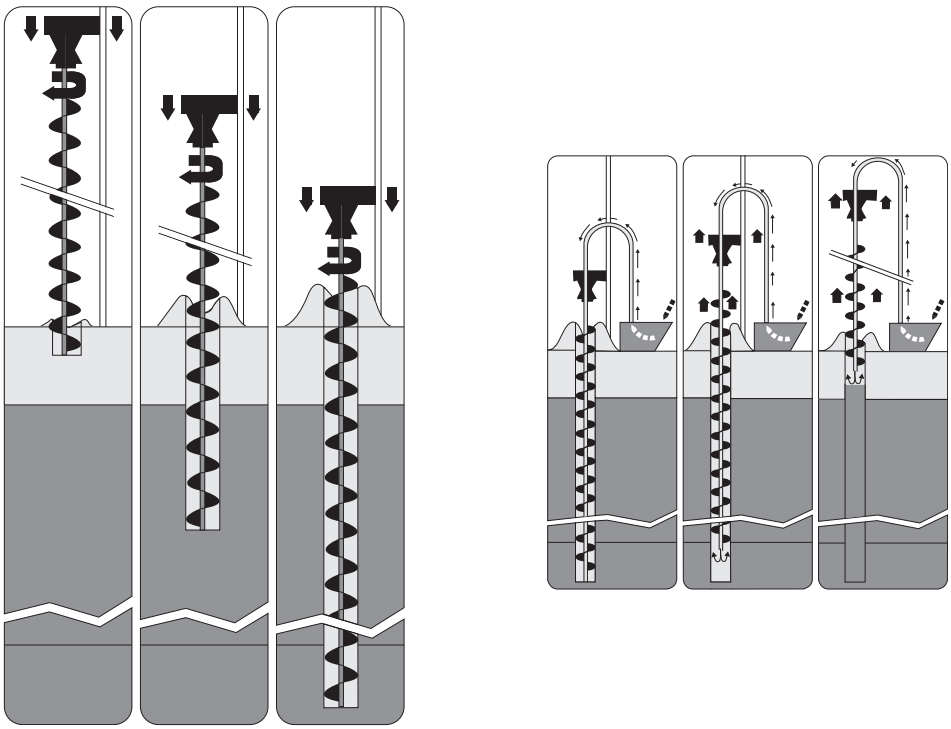
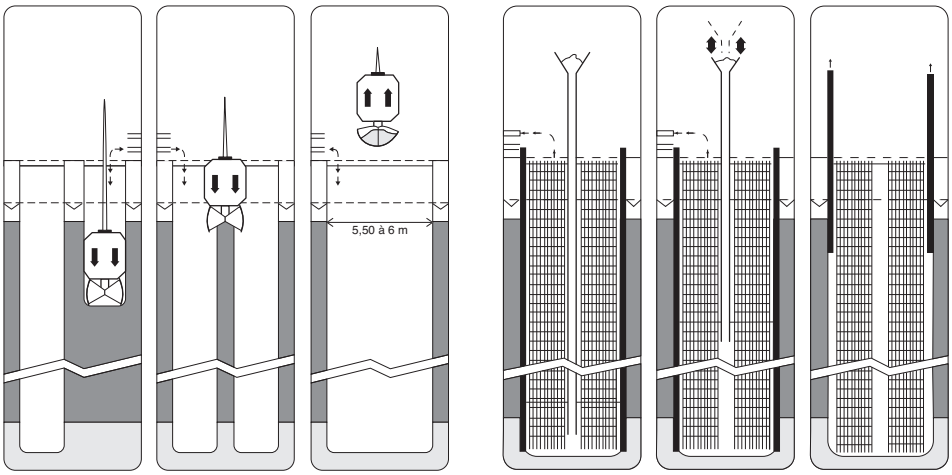


Fig. 19 : paroi moulée



1.3 Les renforcements de sols et fondations mixtes

1.3.1 Textes réglementaires

Certaines des techniques présentées ci-après font l'objet de brevets ou de marques déposées. Les textes réglementaires régissant ces renforcements étaient inexistants au début des années 1990 (à l'exception des colonnes ballastées définies dans le DTU 13.2). La normalisation est donc en cours de réalisation et très évolutive. On peut cependant citer la série des normes NF P 94-210 et suivantes relatives au renforcement des sols par inclusions (soutènement type terre armée en particulier).

1.3.2 Définition du renforcement

On regroupe sous ce terme (ou sous celui de « traitement de sol ») les techniques qui permettent d'agir sur les caractéristiques géotechniques des terrains meubles ou des roches par amélioration de leurs qualités mécaniques ou hydrauliques.

Le renforcement de sol est, quand il est réalisable, une technique intéressante pour servir d'assise à un réservoir fondé sur radier. Il permet donc de conserver un mode de fondation superficielle et de limiter les déformations du sol qui sont particulièrement pénalisantes pour les ouvrages de rétention d'eau.

1.3.3 Principales techniques de renforcement

Les principales techniques sont :

– le renforcement par inclusions rigides ;

– le renforcement par inclusions souples (colonnes ballastées) ;

– le renforcement par colonnes à module mixte ;

– l'injection de sol ;

– la vibroflottation ;

– le compactage dynamique.

1.3.3.1 Renforcement par inclusions rigides

Principe

Il s'agit d'améliorer le sol, du point de vue de sa capacité portante et de sa compressibilité, en lui incorporant un réseau d'inclusions rigides constituées de pieux béton de petit diamètre, de colonnes de jet-grouting, etc.

Applications courantes

– sous remblai : ouvrage routier ou ferroviaire ;

– sous dallage ou radier général souple ;

– sous fondation rigide (application localisée).

Mode de fonctionnement

Les inclusions agissent en comprimant le sol en place entre les colonnes (leur diamètre et leur densité sont fonction du résultat à obtenir). Leur efficacité est optimale lorsque ces dernières sont ancrées dans le sol résistant. Dans le cas où elles sont arrêtées dans la couche compressible (cas fréquent du dallage ou radier simple), leur efficacité est réduite. Ce type d'ouvrage est justifiable selon les méthodes de O. Combarieu.

Fig. 20 : coupe sur les inclusions

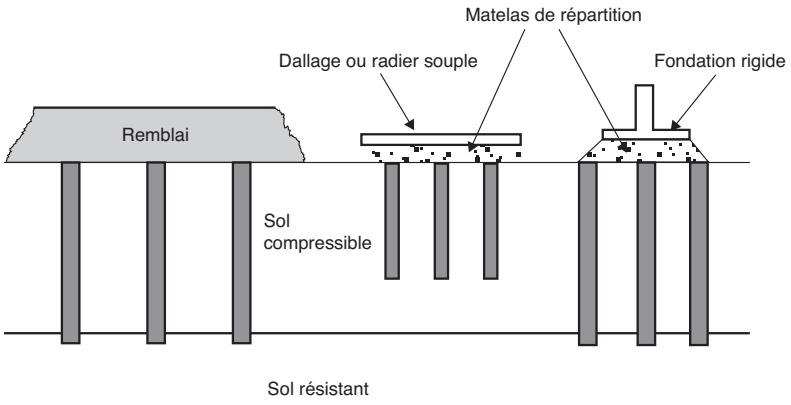
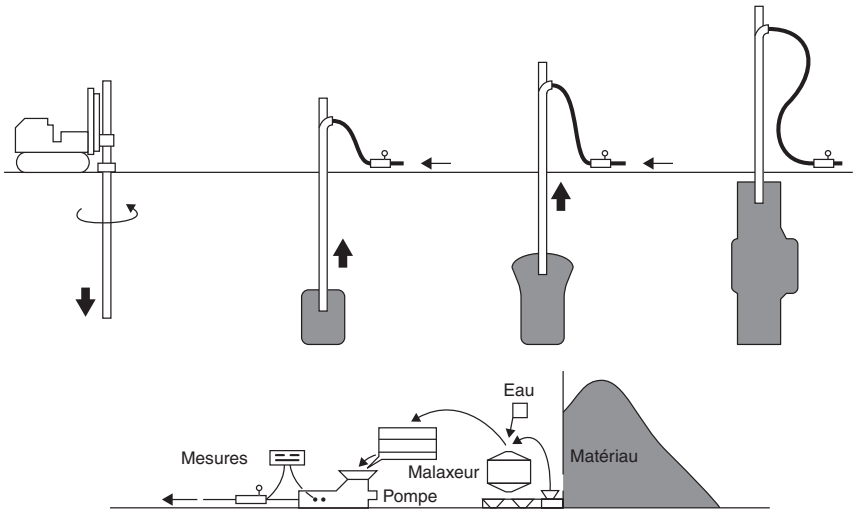


Fig. 21 : principe du jet-grouting



1.3.3.2 Renforcement par inclusions souples

Principe

Il s'agit d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol en place par la réalisation de colonnes en matériaux non stabilisés mais présentant des qualités mécaniques supérieures à celles du sol. Les techniques concernées par cette définition sont :

– les colonnes ballastées ;

– les pieux de sable ;

– les plots pilonnés.

Applications courantes

– renforcement des assises de remblai sur sols compressibles ;

– renforcement des sols sous dallage ou radier : diminution des tassements ;

– renforcement des sols sous fondations superficielles : amélioration de la portance et diminution des tassements ;

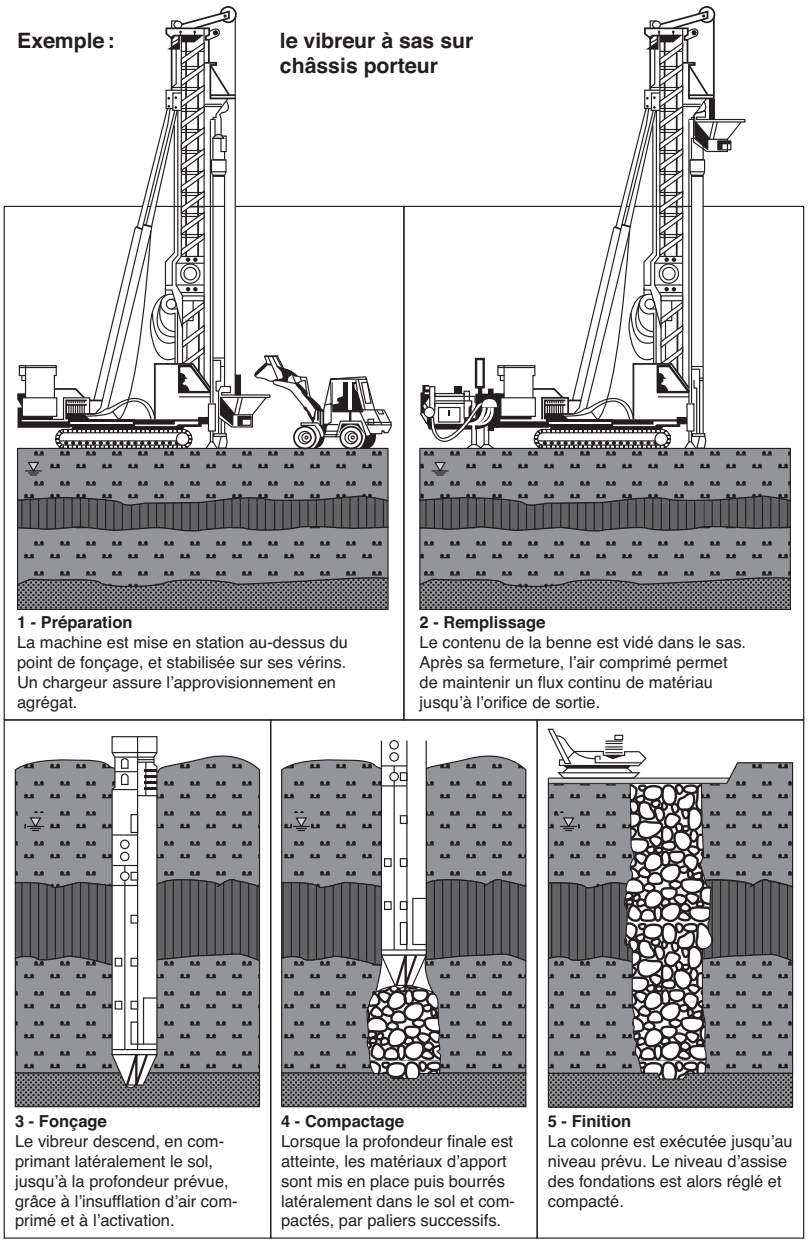
– stabilisation des versants instables : amélioration de la résistance au cisaillement (colonnes ballastées).

Mode de fonctionnement

Voir ci-après.

► Colonnes ballastées à exemple du procédé Keller

Fig. 22 : réalisation de colonnes ballastées


Exemple :
le vibreur à sas sur châssis porteur
1 - Préparation
La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur assure l'approvisionnement en agrégat.
2 - Remplissage
Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
3 - Fonçage
Le vibreur descend, en comprimant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à l'activation.
4 - Compactage
Lorsque la profondeur finale est atteinte, les matériaux d'apport sont mis en place puis bourrés latéralement dans le sol et compactés, par paliers successifs.
5 - Finition
La colonne est exécutée jusqu'au niveau prévu. Le niveau d'assise des fondations est alors réglé et compacté.

© Keller

► Pieux de sable

Les pieux de sable sont réalisés à partir d'inclusions de petit diamètre (200 à 270 mm) et de 5 à 10 m de longueur.

On réalise une empreinte dans le sol à l'aide d'un mandrin cylindrique. On remplit cette empreinte de sable que l'on compacte par vibrocompression. Cette technique est limitée au renforcement des sols sous des ouvrages légers.

► Plots pilonnés

À l'inverse des pieux de sable, il s'agit d'incorporer dans le sol des inclusions de grande section (plusieurs mètres carrés parfois) sur une profondeur faible (4 à 6 m).

On réalise une excavation à la pelle mécanique que l'on remplit de ballast, matériau de démolition, etc., et que l'on compacte de façon intensive.

1.3.3.3 Les colonnes à module mixte

Ce procédé, breveté par la société Keller, consiste en une association entre une colonne ballastée sèche et une inclusion rigide.

Ce système peut être utilisé sous dallage, radier ou sous fondations superficielles (semelles filantes ou isolées).

► Référentiels

– cahier des charges du procédé CMM validé par le Ceten Apave en date du 26 octobre 2006 ;
– norme EN P 94-212 de septembre 1992.

► Dimensionnement des fondations

Il consiste à vérifier la charge admissible par application du DTU 13.2 avec prise en compte du fluage par la formule :

$Q_{elu} = 0{,}5\ Q_{pu} + 0{,}75\ Q_{su}$

où :

Q_{pu} = effort de pointe ultime,

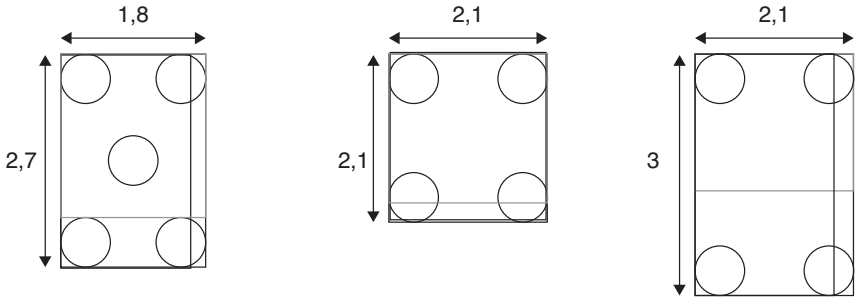
Q_{su} = effort latéral ultime.

Le béton utilisé pour la partie inclusion rigide est du type C 16/20.

► Exemple de modélisation

Cet exemple est réalisé à l'aide du logiciel Plaxis pour quatre types de renforcement sous semelles.

Fig. 23 : exemple de maillage d'inclusions



Se1
Q = 72,1 t

Se4
Q = 88,3 t

Se6
Q = 30,8 t

► Exemple de réalisation

Photographies 1 et 2 : réalisation des CMM

1.3.3.4 L'injection de sol

Principe

L'injection consiste à faire pénétrer dans les vides du milieu à traiter (fissures des roches, vides intergranulaires d'une zone sableuse ou graveleuse) un produit suffisamment liquide et susceptible de durcir dans le temps. Ce « coulis » aura des caractéristiques adaptées au but recherché, à la nature du terrain à traiter.

On utilise généralement deux types de coulis :

– les coulis à base de ciment ou bentonite ciment ;

– les coulis à base de résine (époxydiques, vinylester, gel de silice, etc.).

Application

– consolidation du sol en place ;

– étanchement des zones soumises à des circulations d'eau (pieds de barrage, pieds de parois moulées, etc.).

Mode de fonctionnement

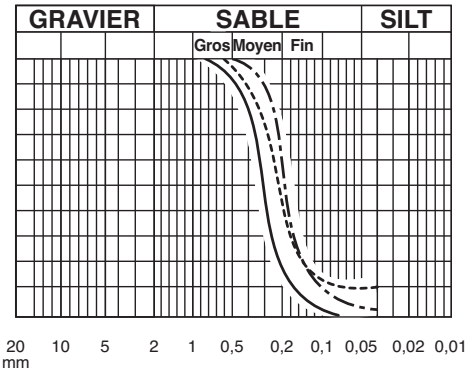
On procède généralement en forant les terrains à injecter. La pénétration du produit exige presque toujours une certaine pression d'injection.

Une classification donnant la nature du coulis en fonction des catégories de terrain et leur perméabilité a été établie par l'AFTES.

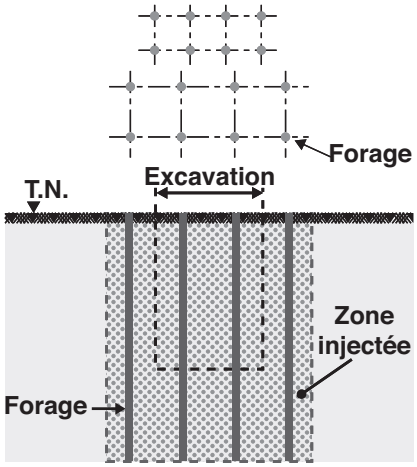
Tableau 2 : utilisation des coulis de consolidation

Coulis			Consolidation (C) ou étanchement (E)	
Ciment			C	
Argile-ciment			EC	
Gel d'argile bentonite			E	
Lignochrome			C	
Émulsion de bitume			E	
Gel de silice	de consolidation	concentré	C	
		faible viscosité	C	
	d'étanchement	concentré	E	
		très dilué	E	
Résines	Acrylamide		E	
	Phénolique		C	
Caractéristiques du terrain	perméabilité			5.10^{-1} 5.10^{-2} 5.10^{-3} 5.10^{-4} 5.10^{-5} 5.10^{-6} 5.10^{-7}
	k (en m/s)			1 10^{-1} 10^{-2} 10^{-3} 10^{-4} 10^{-5} 10^{-6} 10^{-7}

Fig. 24 : détourage d'une injection



Pour des sables fins tels ceux de graveline, seul un microsol à grains < 10 μ est efficace. Un coulis à grains de 15-20 μ est ininjectable.



1.3.3.5 La vibroflottation

Principe

Il s'agit d'un procédé qui consiste à compacter en profondeur des couches sableuses lâches sans incorporation de matériau. Par différence avec les colonnes ballastées, cette technique ne peut s'appliquer qu'aux sols pulvérulents (sables, graviers, etc.).

Ce compactage est réalisé par vibration grâce à une aiguille suspendue à une grue ou tout autre système adapté (procédé Keller par exemple).

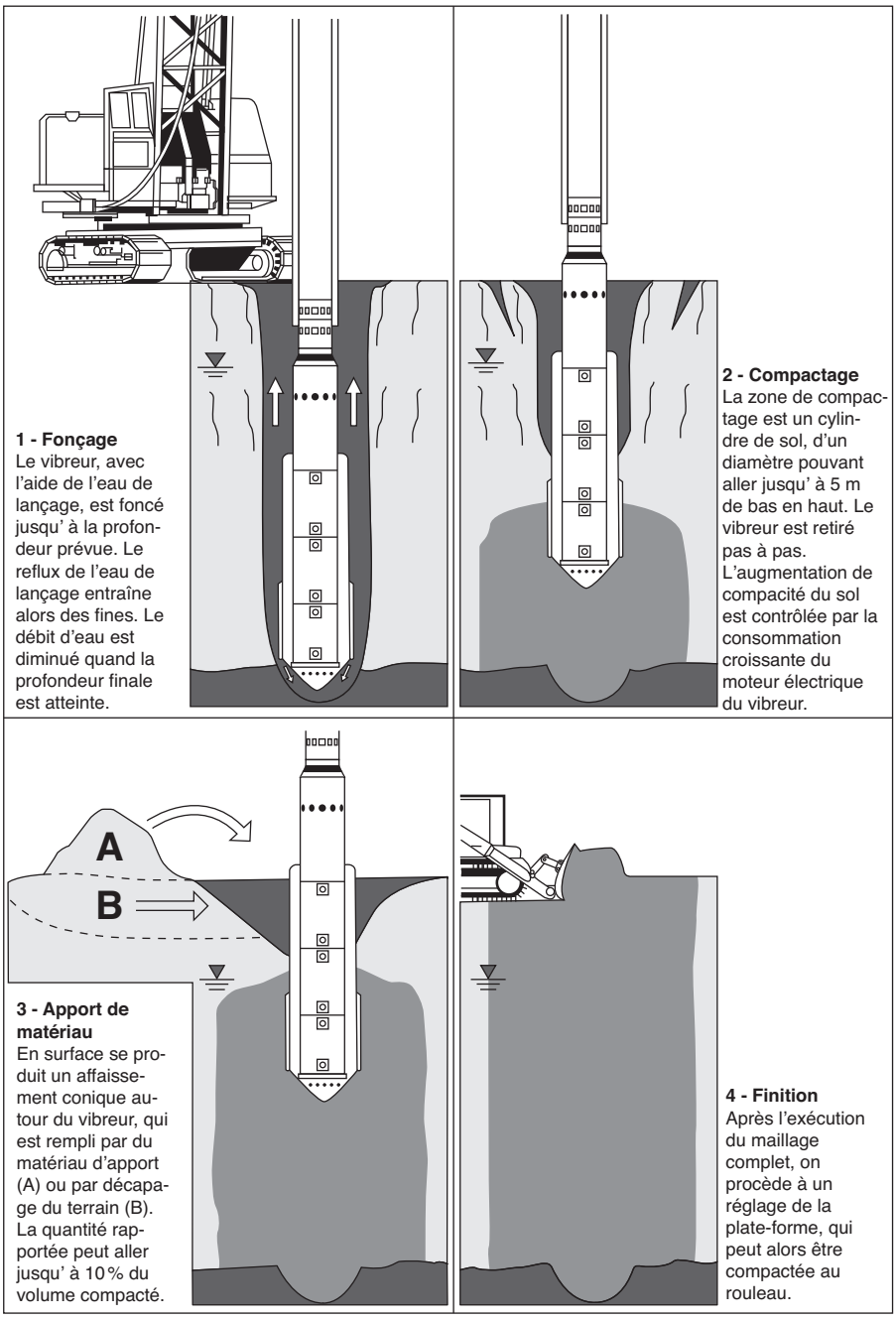
Application

– réduction du potentiel de liquéfaction des zones sismiques ;

– renforcement des sols sous fondations superficielles, dallage ou radier.

Mode de fonctionnement :

Fig. 25 : principe de la vibroflottation



1 - Fonçage
Le vibreur, avec l'aide de l'eau de lançage, est foncé jusqu' à la profondeur prévue. Le reflux de l'eau de lançage entraîne alors des fines. Le débit d'eau est diminué quand la profondeur finale est atteinte.

2 - Compactage
La zone de compactage est un cylindre de sol, d'un diamètre pouvant aller jusqu' à 5 m de bas en haut. Le vibreur est retiré pas à pas. L'augmentation de compacité du sol est contrôlée par la consommation croissante du moteur électrique du vibreur.

3 - Apport de matériau
En surface se produit un affaissement conique autour du vibreur, qui est rempli par du matériau d'apport (A) ou par décapage du terrain (B). La quantité rapportée peut aller jusqu' à 10 % du volume compacté.

4 - Finition
Après l'exécution du maillage complet, on procède à un réglage de la plate-forme, qui peut alors être compactée au rouleau.

© Keller

1.3.3.6 Le compactage dynamique

Principe

Il s'agit d'un pilonnage intensif mis au point par L. Ménard dans les années 1970. Une masse est lâchée d'une grande hauteur à l'aide d'un engin de levage spécifique. Les masses de 10 à 20 t lâchées de 20 m sont courantes. Des masses de 200 t lâchées de 40 m ont même été utilisées.

Application

– renforcement des sols sous remblais routiers, fondations superficielles, dallage ou radier ;

– réduction du potentiel de liquéfaction pour les zones sismiques ;

– compactage des déchets.

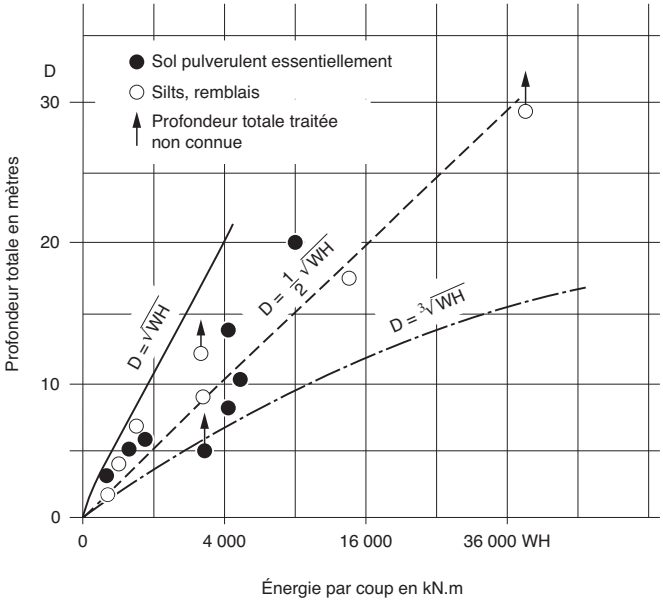
Mode de fonctionnement

Après mise en place d'une couche de remblai de 0,60 cm à 1 m d'épaisseur réalisée à base de matériaux granulaires sains, on lâche la masse plusieurs fois au même endroit.

On réalise donc une empreinte dans le sol. La densification du sol par création de tassements instantanés est applicable aux sols lâches pulvérulents. Le compactage des matériaux argileux saturés est beaucoup plus difficile.

Un exemple significatif de cette technique est la réalisation du nouvel aéroport de Hong-Kong.

Fig. 26 : compactage dynamique



2. Les structures

2.1 Notion de résistance des matériaux

Nous nous limiterons dans ce chapitre à l'étude rapide de la théorie des poutres. En particulier, il conviendra de garder à l'esprit les hypothèses générales de cette théorie.

1. Le matériau est supposé homogène et isotrope. Les déformations subies, sous l'effet des charges extérieures, sont réversibles et de très petites dimensions (théorie de l'élasticité linéaire).
2. Les déplacements des points matériels entre eux sont négligeables (théorie dite du premier ordre).

Il résulte donc de ces hypothèses deux lois ou principes :

– la loi de Hooke généralisée : elle stipule que les relations entre les forces extérieures, les contraintes et les déformations sont linéaires et homogènes ;

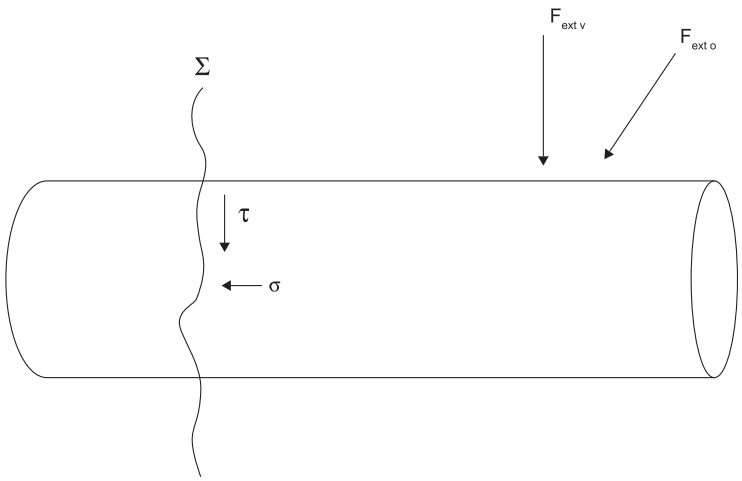
– le principe de superposition : une contrainte (ou déformation) produite par plusieurs charges appliquées est la superposition des contraintes produites par chacune des charges supposées agir isolément.

Dans le cas particulier des poutres, à ces deux principes s'ajoutent deux autres :

– le principe de Saint-Venant : les contraintes dans une section Σ (sigma) éloignée des points d'application des forces extérieures ne dépendent que des sollicitations du système constitué par des forces appliquées d'un seul côté de Σ ;

– le principe de Navier-Bernoulli : lorsqu'une poutre se déforme, les sections droites restent planes.

Fig. 27 : représentation schématique d'une poutre



Il en résulte que, pour pouvoir appliquer la théorie des poutres, il convient de s'assurer que ces hypothèses sont effectivement respectées.

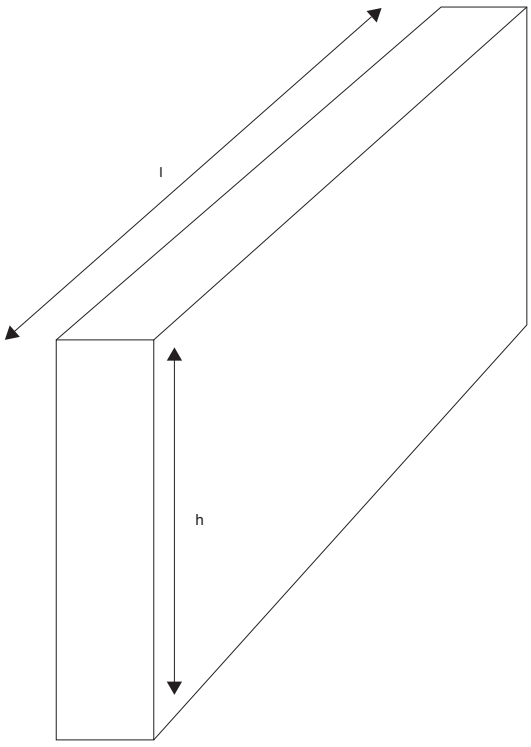
On considère généralement que des résultats fiables pourront être tirés de cette théorie si les conditions suivantes sont remplies :

– la largeur de la poutre (dimension transversale) est petite devant sa longueur, soit de l'ordre de :

- $\frac{1}{30} < \frac{h}{l} < \frac{1}{5}$ pour une poutre droite
- $\frac{1}{100} < \frac{h}{l} < \frac{1}{5}$ pour un arc

(h : hauteur de la poutre et l : longueur de la poutre).

Fig. 28 : équarrissage d'une poutre



– le rayon de courbure de la fibre moyenne est supérieur à cinq fois la hauteur ;

– pour une poutre à section variable, la variation doit être progressive le long de la fibre moyenne.

Les charges extérieures appliquées sur une poutre sont des « actions » qui produisent, à l'intérieur même de la matière formant cette poutre, des « sollicitations ». Les sollicitations les plus usuelles sont :

– le moment fléchissant (flexion de la poutre) ;

– l'effort normal (compression ou traction axiale) ;

– l'effort tranchant (cisaillement de la poutre).

Nous allons étudier dans ce qui suit les différentes sollicitations pouvant être appliquées aux poutres.

Notations utilisées

M = moment fléchissant

t = contrainte d'effort tranchant

N= effort normal

E= module d'élasticité

T= effort tranchant

S= aire de la section

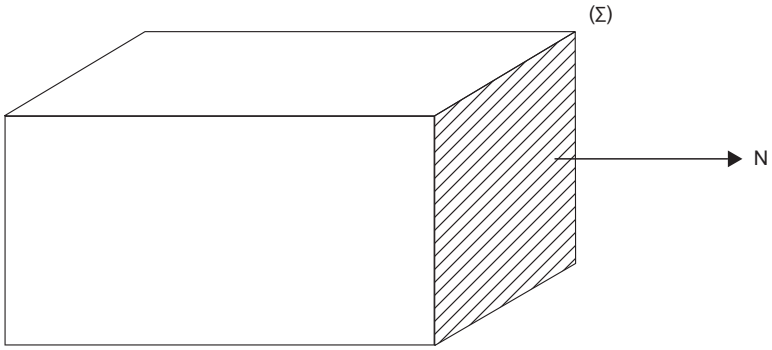
σ_c = contrainte de compression

σ_t = contrainte de traction

2.1.1 La compression/la traction

Considérons une section droite d'une poutre quelconque, soumise à une force extérieure perpendiculaire à cette dernière.

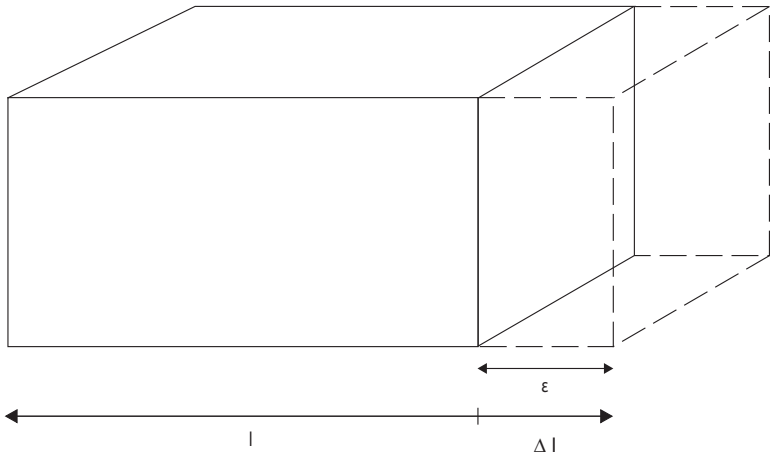
Fig. 29 : section droite d'une poutre



Soit S l'aire de la section (Σ), cette force entraîne sur chaque élément de la surface (Σ) une contrainte normale (perpendiculaire à [Σ]) constante sur toute l'étendue de la section et valant :

$$\sigma_t = \frac{N}{S}$$

Fig. 30 : principe de traction sur une poutre



Sous l'effet de cette force extérieure, les fibres de longueur initiale l subissent un allongement Δl, tel que :

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{N}{ES}$$

En effet, d'après la loi de Hooke généralisée, on sait que :

$$\text{déformation} = \varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E} \qquad \text{or } \varepsilon_t = \frac{\Delta l}{l} \quad \text{et } \sigma_t = \frac{N}{S}$$

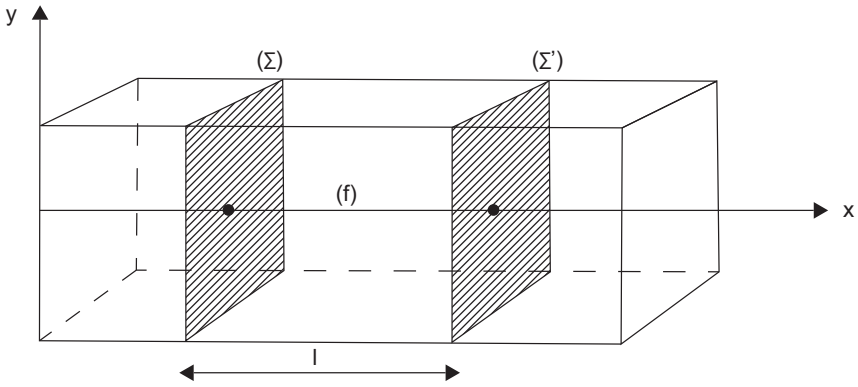
$$\text{d'où } \frac{\Delta l}{l} = \frac{N}{ES}$$

La déformation agit donc dans le sens d'un allongement pour un effet de traction, et dans le sens d'un raccourcissement par un effort de compression.

2.1.2 La flexion pure

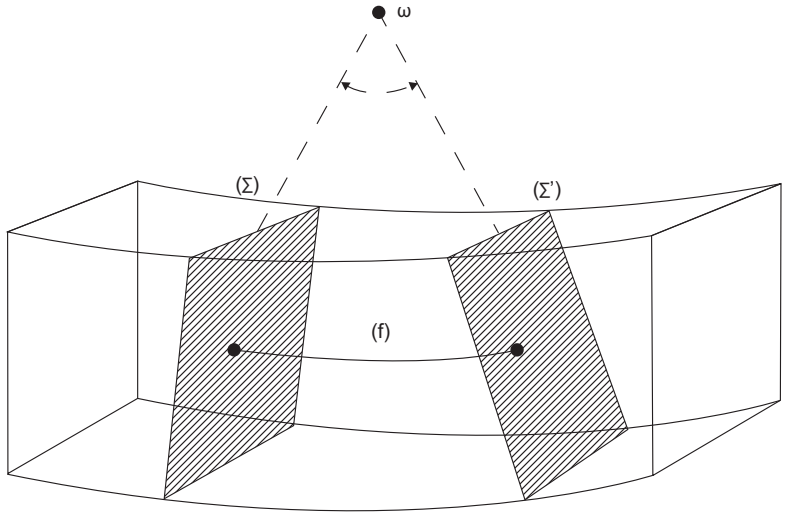
Considérons une poutre quelconque et deux sections droites de cette poutre.

Fig. 31 : représentation des sections droites d'une poutre



Si l'on soumet cette poutre à un système de forces provoquant la création d'un moment fléchissant, d'après le principe de Navier-Bernoulli, les sections (Σ) et (Σ') restent droites après déformation.

Fig. 32 : représentation des sections droites d'une poutre après déformation



L'allongement d'une fibre quelconque (f) comprise entre les sections (Σ) et (Σ') est une fonction linéaire de ses coordonnées dans la section (Σ).

La contrainte dans la fibre (f) est alors, compte tenu de la loi de Hooke :

$\sigma = a + by + cz$

où les constantes a, b, c sont déterminées par le principe d'équivalence :

$\iint_{(\Sigma)} \sigma \, dy \, dz = 0$ (équilibre des forces)

$\iint_{(\Sigma)} \sigma . y . dy . dz = M$ (équilibre des moments)

$\iint \sigma . z \, dy \, dz = 0$ (on suppose M dirigé suivant x)

ce qui entraîne finalement : $\sigma = \frac{M\ y}{I}$

où I est l'inertie de la section par rapport à l'axe principal portant le moment fléchissant.

L'allongement de la fibre (f) peut alors être considéré comme :

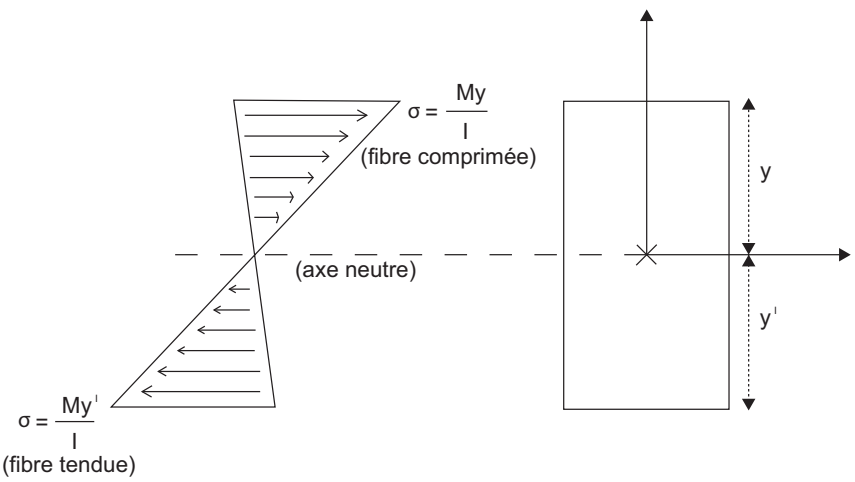
$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{M . y}{EI}$$

Le déplacement relatif de (Σ) et (Σ') se traduit donc par une rotation :

$$\omega = \frac{M . L}{EI}$$

On représente généralement les contraintes sur le diagramme de la figure 33.

Fig. 33 : diagramme des contraintes



2.1.3 Les sollicitations à l'effort tranchant

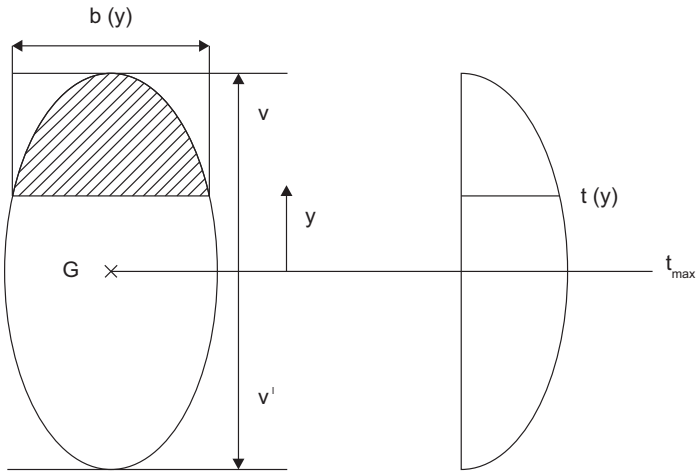
Son effet est généralement concomitant à celui d'un moment fléchissant.

La contrainte d'effort tranchant est donnée par :

$$t = \frac{T \times m}{I_b}$$

où T est la valeur de l'effort tranchant ; m est le moment statique de l'aire située au-dessus de la parallèle à Gz.

Fig. 34 : diagramme des contraintes de cisaillement

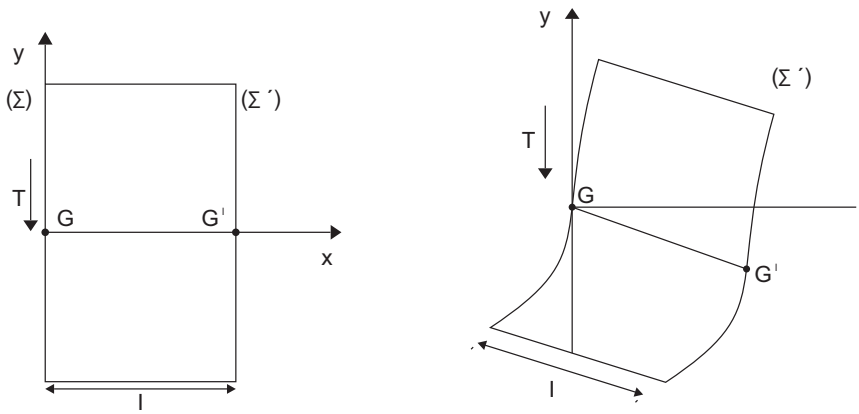


$$t_{max} = \frac{T}{bz}$$

$$z = \frac{I}{\mu_0} = \text{bras du levier du couple interne}$$

2.1.4 La déformation d'effort tranchant

Fig. 35 : déformation d'effort tranchant



$$\gamma = \frac{T}{GS_I}$$

2.1.5 La torsion

Elle ne sera pas abordée dans ce document.

2.2 Le béton armé

2.2.1 Historique du béton armé

Il est courant d'attribuer la découverte du ciment aux Romains, qui furent sans doute les premiers à mélanger des cendres volcaniques de la région de Pouzzoles avec de la chaux, et à vérifier que le mélange ainsi constitué durcissait en présence d'eau. Ils purent ainsi s'en servir en maçonnerie pour lier les pierres entre elles. À cette époque apparut alors la « truelle du maçon ».

Curieusement, cette découverte resta en sommeil au Moyen Âge et ne réapparut qu'au XVIII^{e} siècle, en 1756 plus exactement, dans les travaux de l'ingénieur anglais John Smeaton. Ce dernier redécouvrit les propriétés de l'argile dans les pierres calcaires. Une industrialisation de ce ciment romain fut alors mise en route par les chaufourniers Parker et Wyats vers 1786.

En France, il faudra attendre jusqu'en 1817 pour que les travaux de Louis Vicat mettent en évidence une théorie sur l'hydraulicité des chaux et mortiers.

En 1824, l'ingénieur anglais Joseph Aspdin déposera un brevet sur le « ciment Portland », dont la couleur était semblable à celle de la pierre que l'on trouvait dans les carrières de la presqu'île de Portland.

Enfin, en 1855, l'architecte français François Coignet construisit le premier immeuble en béton, rue Danton à Paris.

Réputé pour ses qualités de résistance à la compression, le ciment avouait ses faiblesses dans d'autres conditions d'utilisation. Naquît alors l'idée, en 1845, du mariage ciment métal, appelé alors ciment armé, et dont le premier exemple fut celui de la barque de Joseph-Louis Lambot exposée à l'Exposition universelle de Paris de 1855.

Le développement du ciment armé, puis du béton armé, est alors important et voit son exemple le plus significatif dans les réalisations de l'ingénieur français François Hennebique à partir de 1879. Ce dernier fut à l'origine de l'invention de structure s'apparentant à de la charpente bois mais entièrement réalisée en béton armé.

Dès 1896, apparaissent des projets de maisons préfabriquées en béton armé.

À partir du début du XX^{e} siècle, l'architecture traditionnelle est bouleversée par la découverte de ce nouveau matériau. Le 20 octobre 1906 apparaît alors la première « instruction ministérielle relative à l'emploi du béton armé ». Ce règlement ne cessera d'évoluer en fonction de nouvelles caractéristiques mécaniques des deux composants principaux du béton armé : les aciers, d'une part, et le ciment, d'autre part. C'est pourquoi, dans le cadre d'un diagnostic d'un ouvrage existant, il est fondamental de connaître l'âge approximatif de la construction ainsi que le règlement applicable à cette époque. En particulier, les vérifications de capacité portante des éléments en béton armé devront être menées selon le règlement en vigueur à la date de la construction.

2.2.2 Textes réglementaires

– Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites : règles BAEL 91 révisées 1999.
– Eurocode 2 : « Calcul des structures en béton » avec son annexe nationale : NF P 18-711-0 (EN 1992-2-2).
– Fascicules 62 et 65 du CCTG.

Il est à noter que jusqu'en 1980, les calculs de béton armé étaient menés selon des méthodes déterministes. Celles-ci consistaient à vérifier que la contrainte calculée (due aux sollicitations de service non pondérées) restait inférieure à la contrainte admissible du matériau divisée par un coefficient de sécurité.

La méthode semi-probabiliste (ou méthode aux états limites), apparue en 1980 avec les règles BAEL 80, procède différemment : on vérifie que les sollicitations pondérées par des coefficients sont toujours inférieures aux sollicitations résistantes des matériaux affectées d'un coefficient de sécurité.

2.2.3 Le béton

2.2.3.1 Composition du béton

Le béton est un mélange homogène des composants suivants.

► Le ciment

Ce sont des poudres fines obtenues par la cuisson à haute température puis le broyage d'un mélange de calcaire et d'argile. Ce mélange forme avec l'eau une pâte capable de « faire prise » et de durcir progressivement (liant hydraulique).

Le choix de ciment (type) et son dosage dépendent à la fois des performances mécaniques recherchées, de la résistance à d'éventuels agents agressifs et de la nature des autres composants.

Les ciments sont actuellement définis par la norme française NF P 15-301 révisée selon la norme européenne EN 197-1 en 2000 pour les ciments courants.

On distingue globalement cinq grandes catégories de ciment :

– le ciment Portland (CPA) à base de clinker ;
– le ciment Portland composé (CPJ) à base de clinker avec ajouts d'autres composants ;
– le ciment de haut fourneau (CHF et CLK) à base de laitier (résidu minéral de la préparation de la fonte dans les hauts fourneaux) ;
– le ciment pouzzolanique (CPZ) ;
– le ciment au laitier et aux cendres (CLC) à base de clinker, de cendres volantes et de laitier.

À côté de ces cinq grandes catégories, d'autres familles de ciment existent dont l'utilisation n'est pas admise en béton armé (chaux hydrauliques, XHN, etc.).

Les dénominations des ciments ont été modifiées et sont du type CPA- CEMI, etc.

► Les granulats

Ce sont des matériaux inertes (sables, graviers, cailloux…) existant dans la composition du béton. Ils ont été nommés « agrégats » dans certaines publications.

On distingue généralement les granulats naturels (roulés ou concassés) et les granulats artificiels (sous-produits industriels concassés ou non tels que laitier cristallisé concassé ou laitier granulé, etc.).

Définis par les normes NF EN 12620, les granulats étaient traditionnellement considérés comme étant le squelette du béton.

Il est important de connaître leurs caractéristiques physico-chimiques, mécaniques, ainsi que leur adéquation avec le béton.

► L'eau de gâchage

Les caractéristiques sont données par la NF EN 1008. Cette norme définit les caractéristiques physiques et chimiques de l'eau de gâchage.

► Les adjuvants

Il s'agit de produits employés en faible quantité et susceptibles d'améliorer certaines propriétés des bétons. Ils peuvent, par exemple, agir sur :

– le temps de prise ;
– les caractéristiques mécaniques ;
– l'étanchéité ;
– la mise en œuvre, etc.

► Les fibres

Utilisées plus récemment, les fibres sont appelées à renforcer l'action des armatures traditionnelles, en s'opposant en particulier à la propagation des microfissures. On trouve actuellement sur le marché des fibres de verre, des fibres métalliques et des fibres en polypropylène.

Enfin, dernièrement, ont été expérimentés des bétons à poudre réactive (BPR), derniers nés de la direction scientifique de Bouygues, béton à très haute performance.

Par analogie avec la famille des bétons à hautes performances (BHP), la recherche a eu comme objectif d'améliorer l'homogénéité du matériau et sa compacité.

Les règles BAEL 91 ont été révisées en 1999 pour intégrer le calcul d'ouvrages utilisant des BHP.

2.2.3.2 Caractéristiques mécaniques du béton

Nous nous limiterons, dans ce chapitre, à évoquer les caractéristiques définitives du béton. Les caractéristiques provisoires, telles que la maniabilité ou les problèmes de ségrégation, intéressent essentiellement la mise en œuvre.

Les caractéristiques chimiques des bétons seront développées ultérieurement.

► La résistance

C'est la plus importante des caractéristiques du béton.

La résistance est une fonction croissante du rapport $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}}$ et de la compacité.

Par définition, le béton possède de bonnes résistances à la compression mais de très faibles résistances à la traction. La valeur de résistance à la compression est généralement donnée à 28 jours et mesurée lors d'essais destructifs sur des éprouvettes cylindriques amenées à la rupture.

Du fait de cette faible résistance à la traction (une fissure pouvant annuler toute résistance), il a été pris en hypothèse dès les premiers règlements (1906) de ne prendre en compte dans les calculs que la résistance à la compression du béton.

À titre d'exemple, dans les années 1930, un béton de gravillon normalement dosé à 350 kg de ciment Portland pouvait avoir une résistance à la compression de 182 kg/cm^2 à 90 jours (18 MPa).

Dans les années 1960, un béton normalement dosé (350 kg/m^3 de CPA) pouvait atteindre des valeurs de résistance de 250 kg/cm^2 à 28 jours (25 MPa).

Enfin, de nos jours, des bétons hautes performances (BHP) du type B60, par exemple, atteignent des résistances à la compression de 725 kg/cm^2 à 28 jours (72,5 MPa) alors que le béton de poudres réactives a été testé à des valeurs de 2 000 à 8 000 kg/cm^2 (200 à 800 MPa).

► Le retrait

C'est un phénomène de diminution de dimension (raccourcissement généralement) qui accompagne la prise du béton.

Georges Dreux, dans son *Nouveau guide du béton et de ses constituants* (Éditions Eyrolles), assimile le retrait à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement. Des études expérimentales ont montré que le durcissement du béton sous l'eau diminuait fortement les effets du retrait.

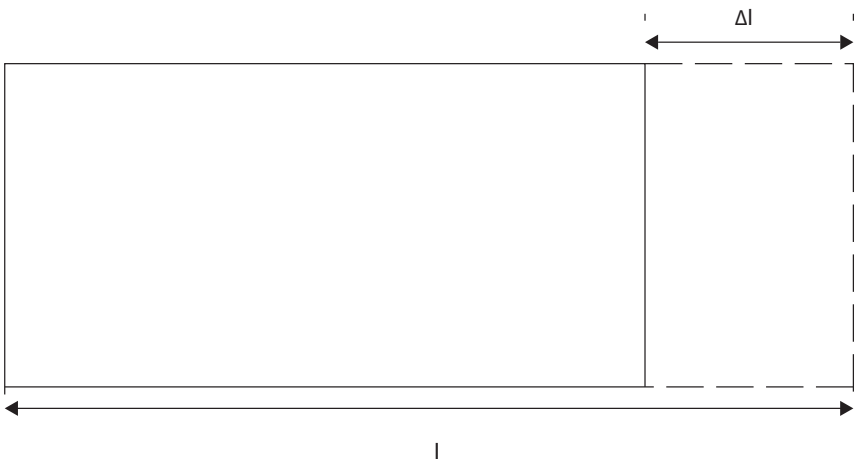
C'est pourquoi il est courant d'arroser (ou de mettre en œuvre des produits de cure) les pièces de béton pendant leur phase de durcissement à une époque où le béton n'a que de faible résistance à la traction et peut se fissurer facilement sous l'effet du retrait.

Les différents règlements qui se sont succédé ont précisé les conditions dans lesquelles il était loisible de ne pas tenir compte des effets du retrait (et des variations de température), ou les valeurs à prendre en compte dans les calculs.

Par exemple, en 1932, les expériences de M. Pugnet, publiées aux *Annales des Ponts et Chaussées*, ont mis en évidence des efforts de traction dans le béton de l'ordre de 3 à 15 kg/cm^2 (0,3 à 1,5 MPa) selon le pourcentage et les conditions de conservation. Il était alors demandé de tenir compte de ces efforts qui venaient s'ajouter à ceux causés par les charges permanentes, les surcharges, etc., pour le dimensionnement des éléments en béton armé.

Plus tard, les règles BAEL 91 ont fixé des longueurs de constructions pour lesquelles les effets du retrait et de la dilatation thermique n'étaient pas à prendre en compte au niveau des calculs. À titre d'exemple, on considère que le raccourcissement du béton dû au retrait en France est de l'ordre de :

Fig. 36 : raccourcissement du béton dû au retrait



$\frac{\Delta l}{l} = 3.10^{-4}$, ce raccourcissement entraîne les contraintes de traction telles que :

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

où :

σ_b représente la contrainte de traction du béton due au seul retrait ;

E_b représente le module de déformation du béton (voir ci-après).

Il en résulte que :

$$\sigma_b \frac{\Delta l}{l} \cdot E_b = 3.10^{-4} = 60 \text{ bars} = 6 \text{ MPa}$$

Or, la résistance à la traction du béton est très inférieure à 6 MPa (>> 2 Mpa). Le béton est donc fissuré, ce qui légitimise l'hypothèse faite de ne pas prendre en compte le béton tendu dans les calculs.

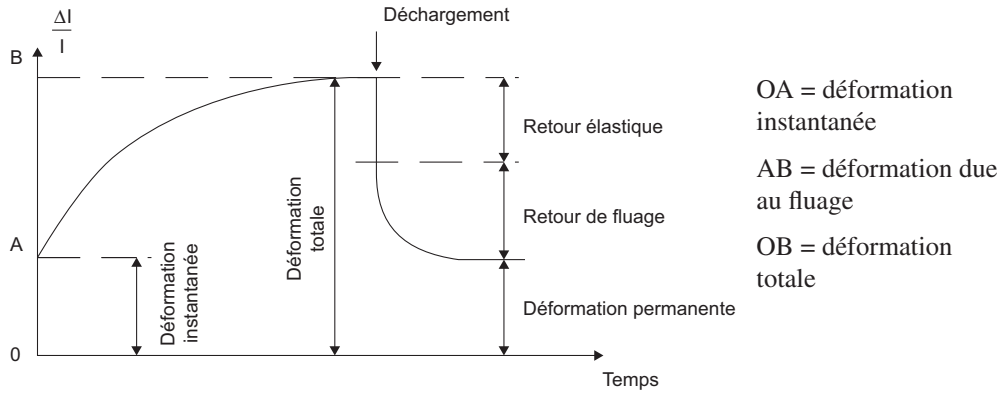
► Le fluage

Il s'agit d'un phénomène de déformation différée du béton sous charge constante. À titre de comparaison, on peut prendre des planchers bois ancien où la déformation des poutres principales atteint souvent des valeurs très importantes.

En ce qui concerne le béton, au-delà d'une certaine charge (à peu près la moitié de la résistance ultime à la compression), le béton a un comportement plastique.

Même après suppression de la charge, une déformation subsiste. Cette déformation, due au fluage du béton, se poursuit sur plusieurs mois, voire plusieurs années.

Fig. 37 : diagramme déformation en fonction du temps



On admet généralement que la déformation due au fluage est de l'ordre de trois fois la déformation instantanée.

La dilatation thermique

On admet généralement un coefficient de dilatation thermique de 1.10^{-5}. Ce coefficient dépend de la nature et des qualités du béton, ainsi que de la grosseur des granulats. Pour la France, il est couramment admis une variation de température $\Delta\theta = \pm 20$ °C, ce qui implique une variation de la longueur :

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \,.\, 10^{-4}$$

Le module de déformation E

Issue de la théorie de l'élasticité, pour laquelle les déformations sont proportionnelles aux contraintes appliquées, le module de déformation (ou coefficient d'élasticité) est défini par :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}}$$

Compte tenu de ce qui précède (déformation due au fluage), on a été amené à considérer deux modules de déformation :

– un module instantané,

– un module différé,

et ceci pour tenir compte du fait que la déformation totale (comprenant les effets du fluage) est environ trois fois plus importante que la déformation instantanée.

Cette déformation longitudinale s'accompagne d'une déformation transversale (appelée « effet Poisson »). Le coefficient de Poisson (rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale) a une valeur que l'on prend généralement égale à 0,2.

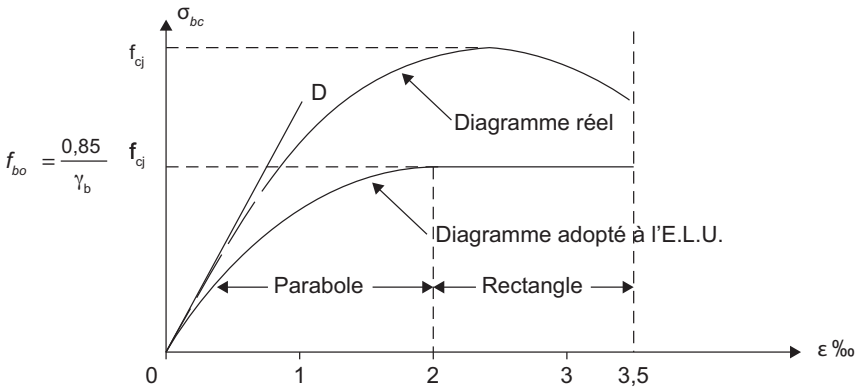
Le diagramme de déformation-contrainte

Il traduit le mode de déformation du béton en fonction de la contrainte appliquée à l'échantillon.

On a vu précédemment que le module de déformation (ou coefficient d'élasticité ou encore module de Young) mesurait la capacité du béton à se déformer sous contrainte.

Ainsi, dans le règlement de 1935, il était considéré qu'un béton très soigné ayant une résistance à la compression de 250 kg/cm^2 (25 MPa) se casse sous une traction de 20 kg/cm^2 (2 MPa).

Fig. 38 : diagramme contrainte-déformation



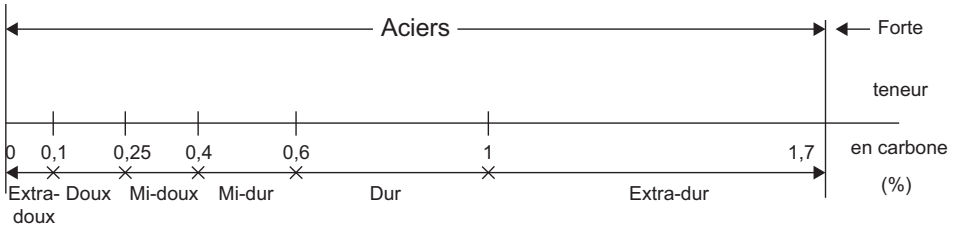
2.2.4 Les aciers

2.2.4.1 Caractéristiques mécaniques des aciers

L'acier, alliage de fer et de carbone, est le plus employé des métaux utilisés en génie civil.

On classe généralement les aciers à partir de leur composition chimique, et principalement à partir de leur teneur en carbone.

Fig. 39 : classement des aciers



La teneur en carbone permet donc de faire varier les caractéristiques mécaniques (résistance, durée, allongement).

Les traitements thermiques, thermomécaniques, mécaniques ainsi que l'addition d'éléments d'alliage, du fait des différentes transformations structurales, peuvent également entraîner des modifications des caractéristiques mécaniques.

Pour caractériser les aciers, on dispose globalement de trois types d'essai :

– l'essai de traction : c'est le plus important et le plus réalisé, il permet de déterminer les caractéristiques utilisables dans les calculs ;

– l'essai de dureté : surtout utilisé dans l'industrie mécanique, il donne des informations sur la relation dureté-résistance à la traction ;

– l'essai de résilience : essai dynamique qui permet de caractériser la « fragilité » du matériau.

Nous avons vu précédemment que, de par sa constitution, le béton ne pouvait résister à des efforts de traction importants. L'intérêt du béton armé est donc de faire reprendre les efforts de traction par l'acier.

Le béton aura alors le rôle de transmission des efforts entre les aciers. Supposons que le béton ne soit pas fissuré, alors la déformation de l'acier et du béton est identique.

Ce qui implique donc que :

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_{\text{béton}} = \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_{\text{acier}}$$

$$\text{or } \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_{\text{acier}} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

ce qui, pour du béton à 150 kg/cm^2 (15 MPa) de résistance, donne :

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right) = \frac{150}{225_{\text{acier}}} = \frac{2}{3}.10^{-3}\,\text{m}$$

$$\text{or } \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_{\text{béton}} = \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_{\text{acier}} = \frac{\sigma_a}{E_a} \Rightarrow E_a \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_{\text{béton}^2}$$

$$= \frac{2}{3}.10^{-3} \times 2.1.10^6$$

$$= 1\,400\ \text{daN/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_a <<$ limite de rupture de l'acier

Supposons maintenant que le béton soit fissuré, alors la transmission de l'effort de traction entre les deux blocs de béton se fait par l'acier.

Il faut donc que la contrainte de traction soit inférieure à la limite élastique de l'acier (calcul en élasticité).

► Les aciers ronds lisses ou ronds à béton

Jusque vers 1950, ce sont les seuls aciers utilisés en béton armé. À l'heure actuelle, ils ne constituent plus que 10 % des aciers utilisés ; ils sont surtout employés comme barres en attente car on peut les plier et déplier plusieurs fois sans risque de rupture.

On distingue alors :

– les aciers doux Fe E22 : ils provenaient de la récupération des profilés de charpente métallique. La limite élastique était voisine de 21 daN/mm^2. On pouvait les plier à 90° à froid sur un mandrin de 4 ∅, et à 180° sur un mandrin de 5 ∅ ;

– les aciers doux Fe E24 : qualité construction métallique. Ils étaient souvent utilisés dans les ouvrages anciens. Leur limite élastique est de 24 kg/mm^2. On peut les plier à 180° à froid sur eux-mêmes.

► Les aciers à haute adhérence

Ils sont caractérisés par des aspérités de surface, généralement en forme d'hélice, qui permettent d'augmenter l'adhérence acier-béton, ainsi que par une limite élastique plus élevée que les aciers doux.

On peut trouver dans les ouvrages à réaliser :

– des aciers TOR, dont les caractéristiques sont données dans le tableau 3 ;

– des aciers Caron, dont les caractéristiques sont identiques aux précédentes, à l'exception de la ductilité qui est de 14 %.

Tableau 3 : caractéristiques des aciers

Diamètre	Limite élastique	Ductilité	Pliage	Mandrin
Fe E400				
∅ < 20	420 MPa	15 %	180°	5 ∅
∅ > 20	400 MPa	15 %	180°	5 ∅
Fe E500				
	500 MPa	12 %		

De nos jours, les aciers les plus usuels sont ceux de la nuance Fe E500 (limite élastique = 500 MPa).

► Les treillis soudés

La première notice technique sur les treillis soudés apparaît en janvier 1958. Les contraintes admissibles enregistrées à l'époque étaient de l'ordre de 25 à 28 kg/mm^2.

En l'absence de normalisation, on pouvait se reporter au catalogue des différents producteurs.

Une première amorce de normalisation est apparue en 1960 et en 1963, les sociétés productrices de treillis soudés fondent l'Adets (Association technique pour le développement de l'emploi de treillis soudés). Il est alors créé des

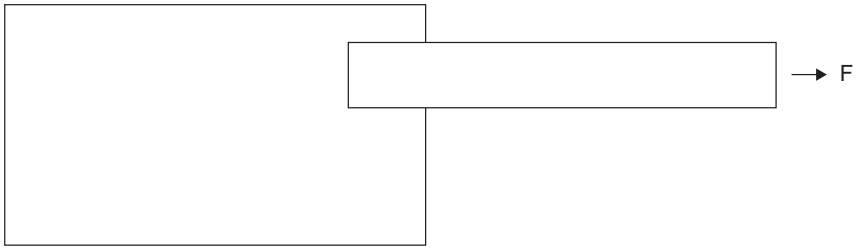
panneaux standard ainsi qu'un « guide pratique de calcul et d'utilisation des treillis soudés dans les planchers ». En 1979, les normes Afnor sont publiées.

2.2.4.2 L'adhérence acier-béton

► Étude expérimentale

On mesure le déplacement de glissement de la barre en fonction de la force de traction exercée (F).

Fig. 40 : schéma d'adhérence d'une armature



On constate :

Fig. 41 : diagramme force-glissement

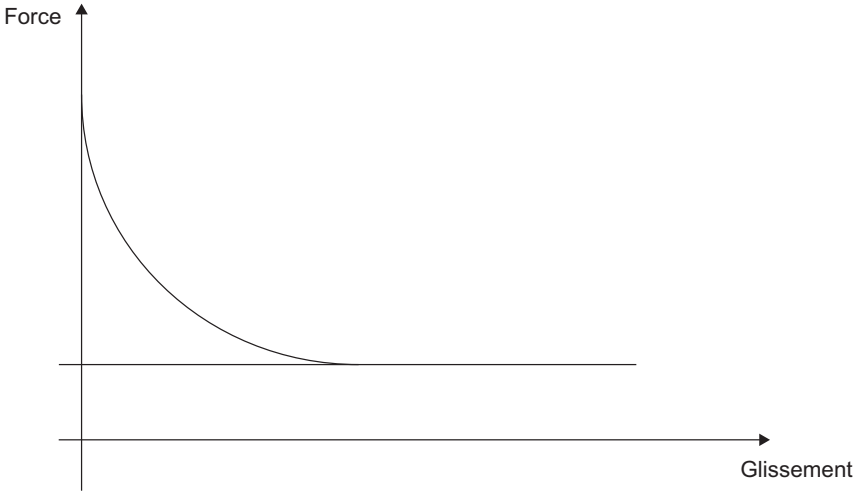
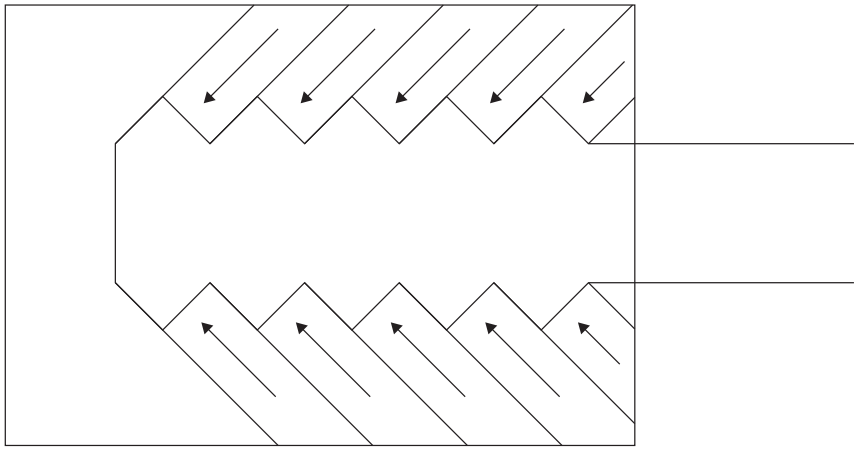


Fig. 42 : schéma de principe de l'adhérence acier-béton

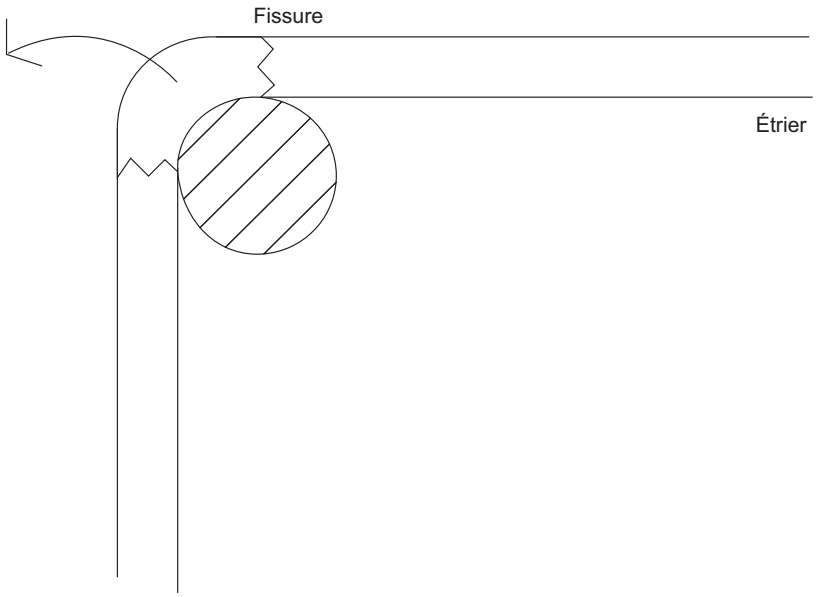


On explique le phénomène d'adhérence de la façon suivante : on admet que les aspérités de la barre donnent naissance à des cônes de compression qui s'opposent au déplacement de la barre. Les petits éléments de béton s'opposent donc au glissement de la barre.

On définit le taux d'adhérence : rapport de la force de traction et de la surface de contact acier-béton (= contrainte).

► Les deux modes de rupture d'adhérence

Fig. 43 : rupture d'adhérence



– Celui qui correspond à la rupture de la base d'appui des cônes. Dans ce cas, le taux d'adhérence s'annule. Ce mode de rupture n'est pas admissible en BA. Pour l'empêcher, il faut :
  • mettre les barres suffisamment loin des bords de la pièce ;
  • mettre des armatures transversales (étriers) qui s'opposent au développement de la fissure.
– Rupture des cônes eux-mêmes ; le taux d'adhérence a une valeur limite.

► Facteurs influant sur l'adhérence

• Rugosité des barres et contraintes latérales

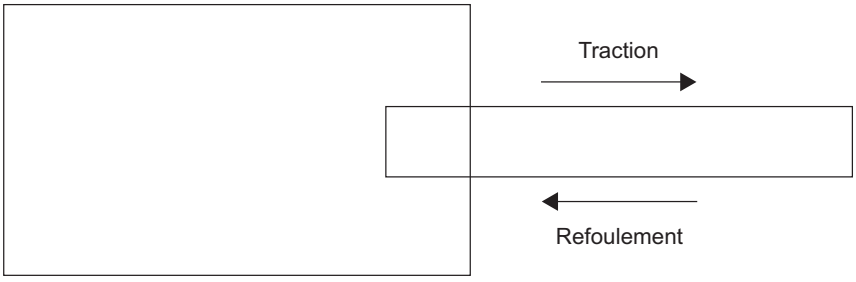
Les aspérités augmentent le taux d'adhérence, en particulier la corrosion (sous réserve de brosser les barres avant). Une fois dans le béton, la corrosion s'arrête. Il faut donc que les aciers aient une forme étudiée.

Le taux d'adhérence est d'autant plus élevé que la contrainte de compression de la gaine de béton qui entoure la barre est plus élevée. C'est pourquoi il faut ancrer les aciers dans les zones comprimées.

• Traction et refoulement

Même taux d'adhérence dans les deux cas.

Fig. 44 : schéma traction refoulement



• Influence de l'épaisseur de la gaine et des armatures transversales

L'adhérence est meilleure en pleine masse qu'au voisinage des parois.

L'adhérence augmente avec le volume des armatures transversales.

• Influence de la qualité du béton

L'adhérence est proportionnelle à la contrainte de rupture à la traction du béton.

• Influence de la forme des barres

Les aciers circulaires présentent le meilleur taux d'adhérence.

- **Valeur pratique du taux d'adhérence**

Entre 20 et 40 kg/cm^2 (2 à 4 MPa).

2.2.4.3 Étude des poutres

Fig. 45 : extrait d'un plan de coffrage

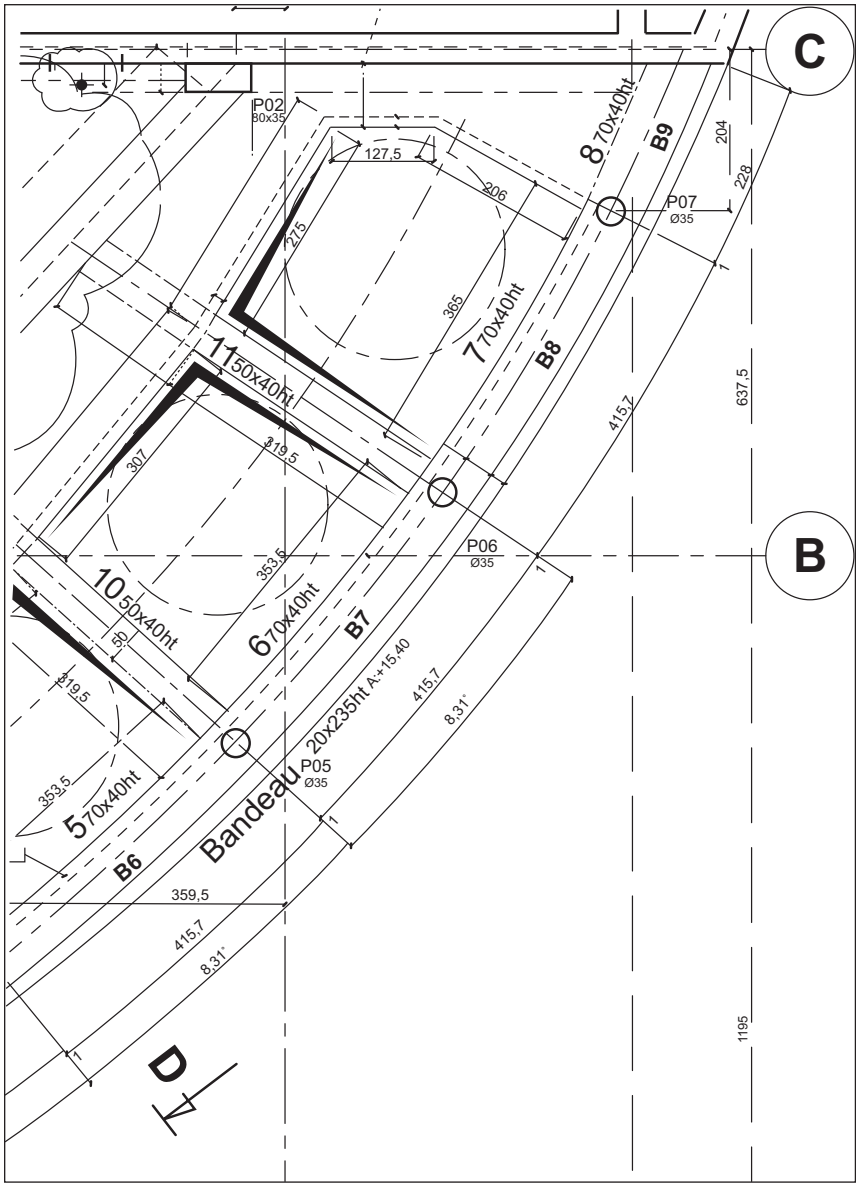
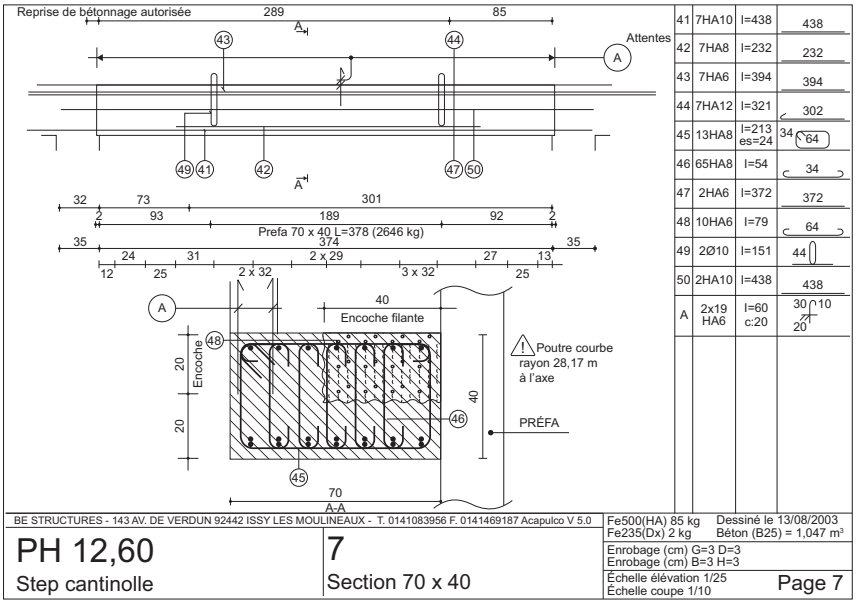


Fig. 46 : exemple de plan de coffrage et de ferraillage



41	7HA10	l=438		438
42	7HA8	l=232		232
43	7HA6	l=394		394
44	7HA12	l=321		302
45	13HA8	l=213 es=24	34	64
46	65HA8	l=54		34
47	2HA6	l=372		372
48	10HA6	l=79		64
49	2Ø10	l=151		44
50	2HA10	l=438		438
A	2x19 HA6	l=60 c:20		30 10 20

BE STRUCTURES - 143 AV. DE VERDUN 92442 ISSY LES MOULINEAUX - T. 0141083956 F. 0141469187 Acapulco V 5.0

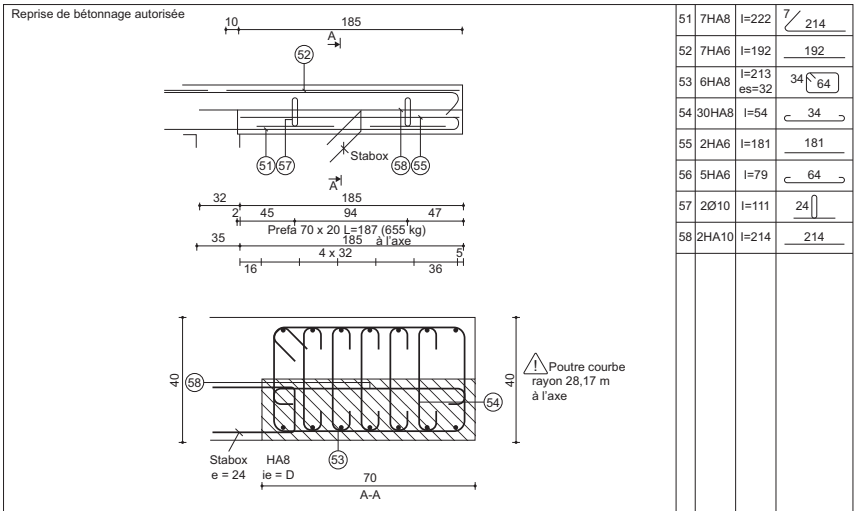
Fe500(HA) 85 kg Dessiné le 13/08/2003
Fe235(Dx) 2 kg Béton (B25) = 1,047 m³

PH 12,60
Step cantinolle

7
Section 70 x 40

Enrobage (cm) G=3 D=3
Enrobage (cm) B=3 H=3
Échelle élévation 1/25
Échelle coupe 1/10

Page 7



51	7HA8	l=222	7	214
52	7HA6	l=192		192
53	6HA8	l=213 es=32	34	64
54	30HA8	l=54		34
55	2HA6	l=181		181
56	5HA6	l=79		64
57	2Ø10	l=111		24
58	2HA10	l=214		214

BE STRUCTURES - 143 AV. DE VERDUN 92442 ISSY LES MOULINEAUX - T.0141083956 F. 0141469187 Acapulco V 5.0

Fe500(HA) 25 kg Dessiné le 13/08/2003
Fe235(Dx) 1 kg Béton (B25) = 0,518 m³

PH 12.60
Step cantinolle

8
Section 70 x 40

Enrobage (cm) G=3 D=3
Enrobage (cm) B=3 H=3
Échelle élévation 1/25
Échelle coupe 1/10

Page 8

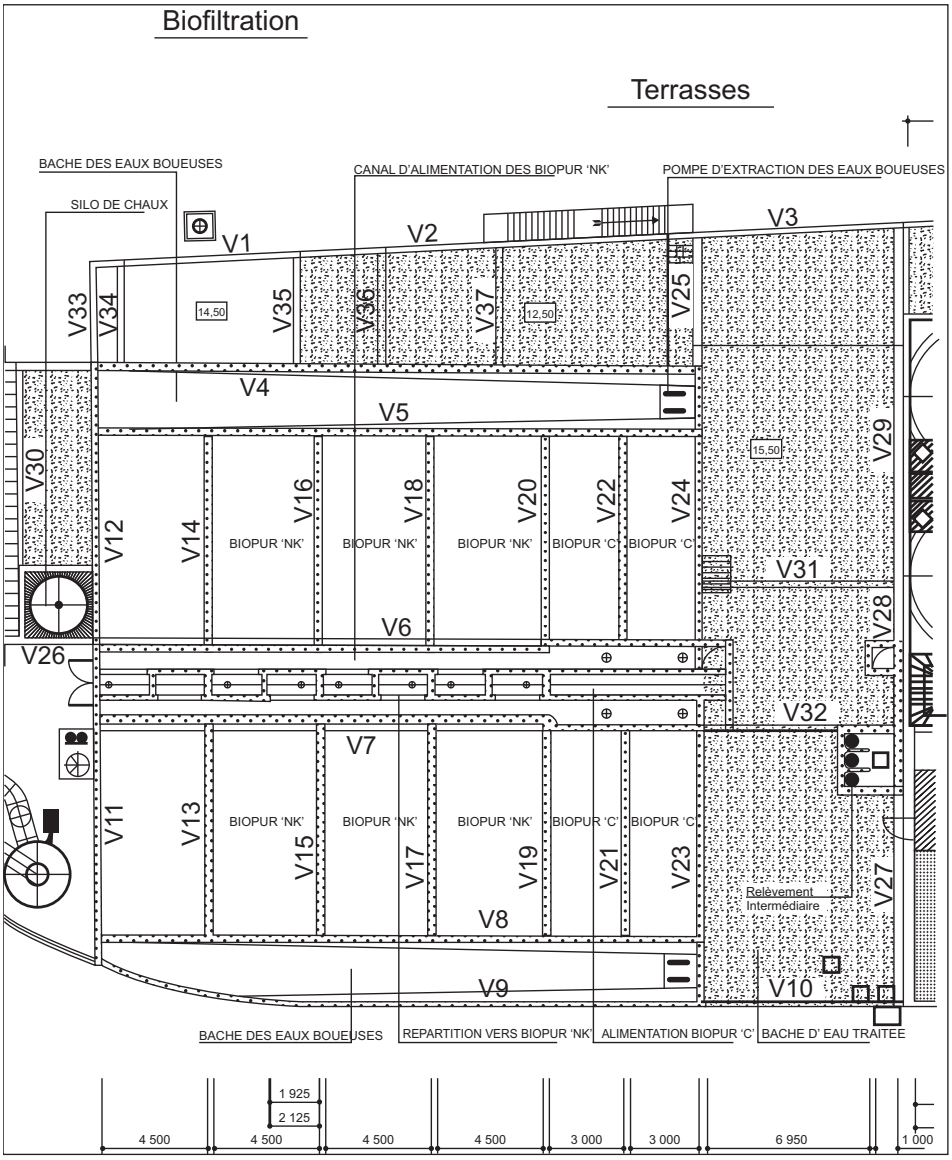
2.2.4.4 Étude des dalles

Les dalles pleines se divisent en deux catégories :

– les dalles sur deux appuis ;

– les dalles sur trois ou quatre appuis.

Fig. 47 : extrait d'un plan de coffrage de plancher



Toutefois, on considère généralement que si le rapport des portées libres (dans les deux directions perpendiculaires) est inférieur à 0,4, la dalle est sur deux appuis.

Le calcul d'une dalle sur deux appuis se fait comme si la dalle était une poutre de 1 m de large.

Le calcul d'une dalle sur trois ou quatre appuis se fait à l'aide des tables (issues de la théorie des plaques et définissant les sollicitations suivant les deux axes perpendiculaires correspondant aux sens de portées de la dalle).

Fig. 48 : exemple de modélisation de structure

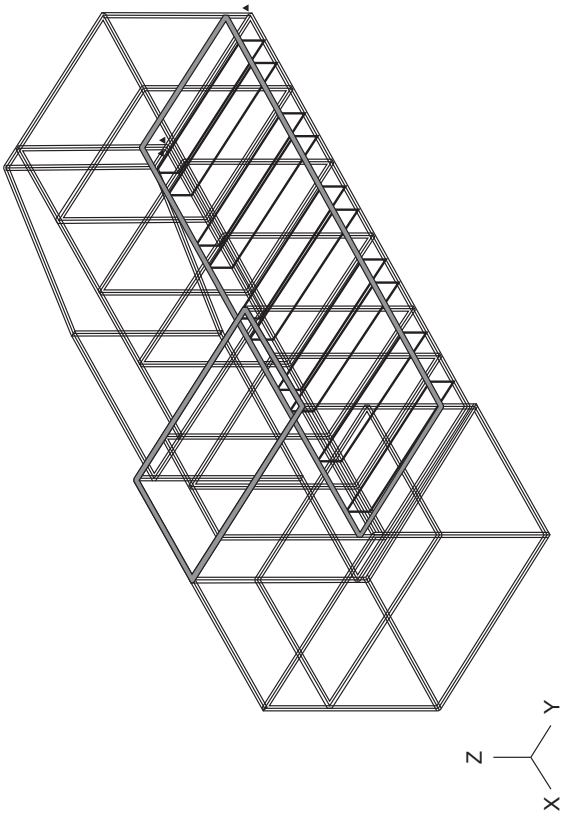
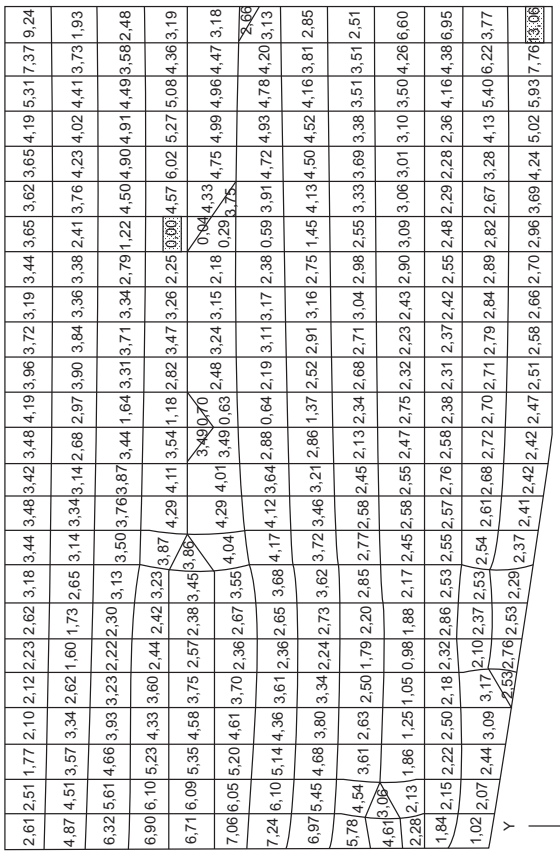


Fig. 49 : résultat de la modélisation (sections d'aciers)



2.2.4.5 Étude des poteaux

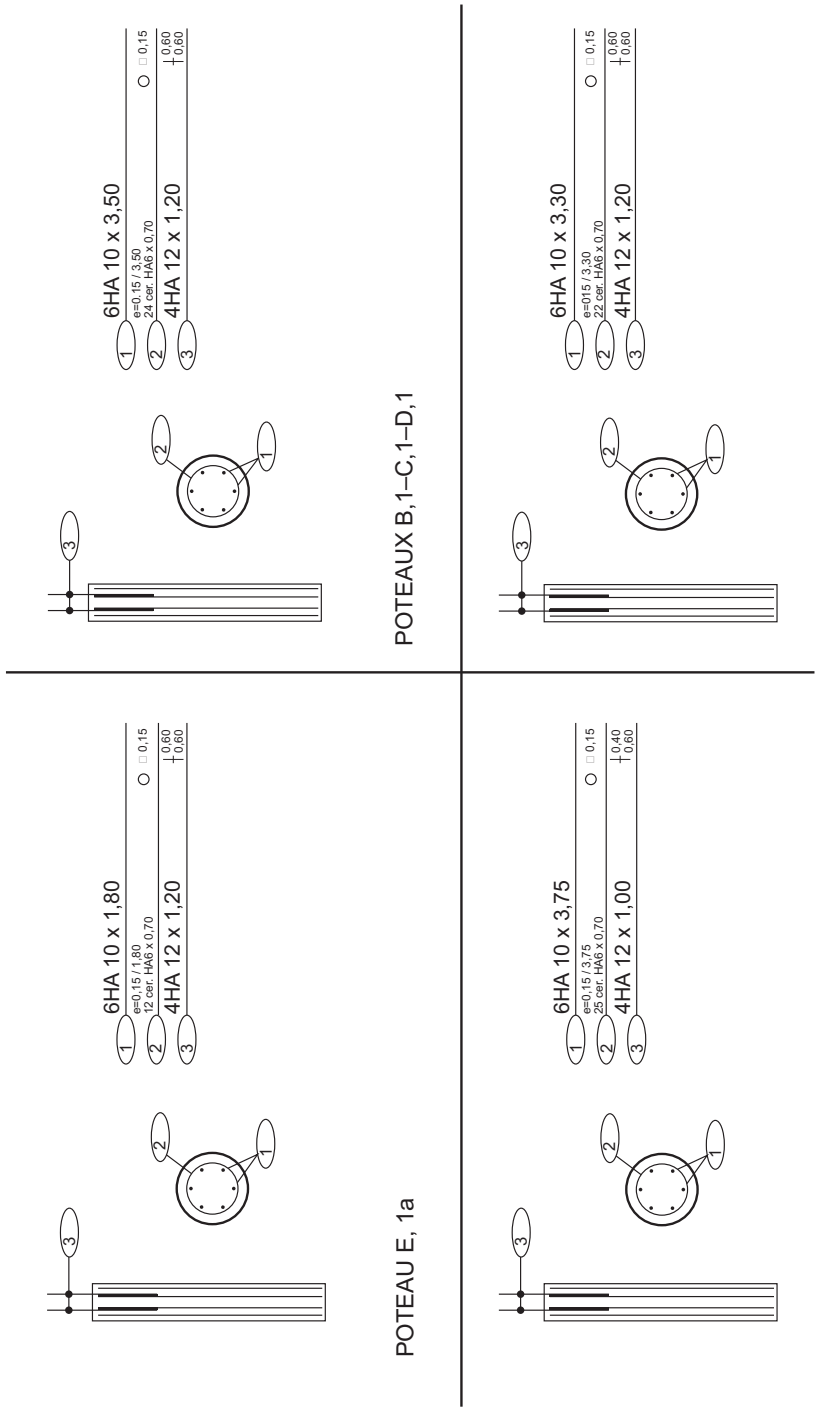
Si l'on suppose que le poteau est soumis à une charge parfaitement centrée, un essai de charge exécuté sur un poteau en béton seul et sur un poteau en béton armé prouve que le premier résiste plus longtemps.

Le principe d'armer les poteaux, issu de différents règlements, résulte du fait que la charge n'est jamais rigoureusement centrée.

Les aciers mis en œuvre doivent donc pouvoir résister à un éventuel moment de flexion, dû à l'excentrement des charges.

On se reportera aux différents règlements pour le calcul de ces armatures.

Fig. 50 : exemple de ferraillage de poteaux



2.3 Le béton précontraint

2.3.1 Le béton précontraint : origine

Le mot est inventé par Eugène Freyssinet en 1932 : étymologiquement il signifie « contraint avant ».

2.3.1.1 Eugène Freyssinet (1905-1928)

Ingénieur des Ponts et Chaussées, nommé à Moulins, il est chargé de la construction des ouvrages communaux. Ses principaux objectifs sont alors :

– de chercher les réductions de prix pour pouvoir réaliser les ouvrages nécessaires ;

– de réaliser ces ouvrages en béton, matériau plus compétitif que l'acier ou la maçonnerie : le coût des projets est alors finançable par les communes sans le recours de l'État. Exemple : pont en arc de Préréal/Bresbre (26 m de portée) en 1906.

Certains épisodes de sa vie auront une influence importante, comme sa rencontre avec François Mercier, entrepreneur à Vichy, qui fait le pari de construire trois ponts en béton armé sur les plans de Freyssinet pour un coût de 630 000 francs (estimation pour un seul pont par l'administration). Exemple : pont de Boutiran (Vichy).

Pendant la guerre de 1914-1918, E. Freyssinet s'associe à Claude Limousin. Exemple : pont de Villeneuve-sur-Lot, pont de Tonneins, hangar à dirigeables d'Orly, pont de Plougastel.

Le béton a pour vocation d'être comprimé. La solution naturelle pour le comprimer, c'est la voûte, dont il épuise toutes les ressources.

2.3.1.2 Invention de la précontrainte (1928-1932)

Le but est d'associer des performances techniques à des coûts économiques faibles. Il en résulte :

– des produits industriels qui permettent une utilisation plus performante de l'acier ;

– des brevets déposés en 1928 : « Procédé de fabrication des pièces en béton armé ». Les produits sont alors des poteaux électriques en collaboration avec l'entreprise Forclum ;

– une augmentation des caractéristiques du béton par compression, vibration et traitement thermique : béton de 80 à 100 MPa de résistance à la compression.

La crise de 1929 entraînera la ruine de Freyssinet. Plus tard, il entreprendra la réhabilitation de la gare maritime du Havre, qui s'enfonçait de 25 mm par mois, par fonçage de pieux sous le bâtiment au moyen de vérins prenant appui sur la structure.

Les caractéristiques de la réparation sont les suivantes :

– précontrainte horizontale pour tenir une force de précontrainte de 1 000 T ;

– précontrainte verticale des pieux tubulaires remplis de béton.

Aidé d'Edmée Campenon, qu'il avait rencontré sur le chantier du Havre, il crée en 1943 la STUP (Société technique pour l'utilisation de la précontrainte).

2.3.1.3 Message de l'ingénieur Freyssinet

« Se méfier de la surabondance de la réglementation qui a tendance à se substituer aux lois physiques et à l'imagination. »

« Se méfier des logiciels de calcul qui suppriment la réflexion de l'ingénieur, son jugement et son imagination. »

2.3.2 Définitions du béton précontraint

Il a été donné les définitions suivantes :

– « À aucun degré, le béton précontraint n'est du béton armé amélioré. Il n'a, avec le béton armé, aucune frontière commune. » (E. Freyssinet, 1946)

– « Dans la poutre en béton précontraint, l'acier n'est pas une armature, c'est une force. » (Y. Guyon)

– « Précontraindre une construction, c'est la soumettre, avant application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles provenant des charges donne en tous points des résultantes inférieures aux contraintes limites que le matériau peut supporter sans altération. » (E. Freyssinet)

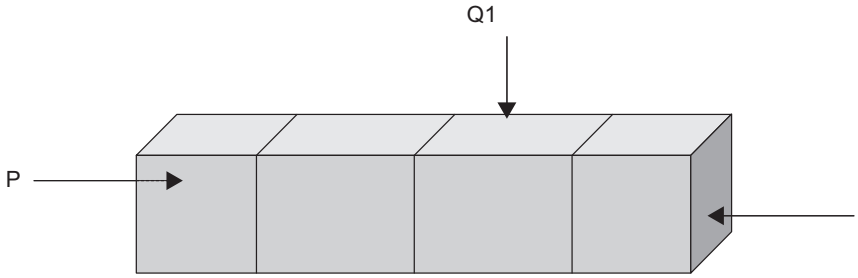
2.3.3 Principes du béton précontraint

Nous avons vu précédemment que le béton armé était, par essence, fissuré ; la mise en place d'une armature dans les zones tendues permettait alors de couturer ces fissurations. Le principe de la précontrainte est d'injecter une force de compression afin de contrarier une force de traction. Le but est de solliciter les efforts de frottements entre les divers matériaux.

2.3.3.1 Expérience simple

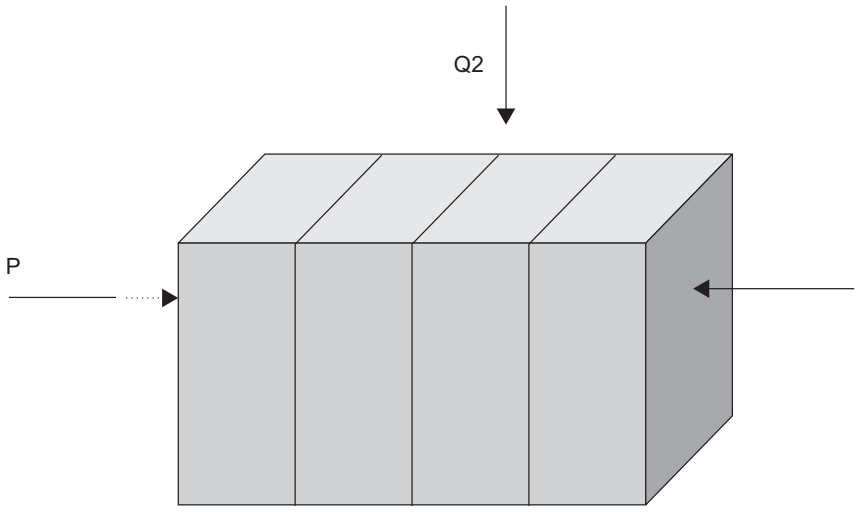
Considérons des bonbons (du type *chamallow*) enfilés sur un élastique (ce pourrait être par exemple les voussoirs d'un pont). Si l'on met en tension l'élastique en bloquant les bonbons, ils se rapprochent et les joints entre eux se ferment, si au contraire on relâche la tension, les joints s'ouvrent.

Fig. 51 : exemple de fonctionnement de la précontrainte



Si l'on modifie la position de l'élastique en hauteur, l'effort de tension à mettre en œuvre pour resserrer les joints varie. Le positionnement des câbles de précontrainte permet donc d'augmenter l'efficacité de la technique.

Fig. 52 : influence de l'excentricité du câble



En conclusion, la force portante est améliorée par :

– une plus grande inertie (Q2 > Q1) ;

– une excentricité de l'effort P dirigée vers le bas (Q3 > Q2).

2.3.3.2 Qualités et défauts du béton précontraint

Tableau 4 : avantages et inconvénients de la précontrainte

Qualités	Défauts
Utilisation optimale de la matière puisque, contrairement au BA, il n'y a pas de béton tendu inutile.	Nécessite de fabriquer des bétons plus résistants (à 28 jours).
Le béton étant comprimé autour des armatures, cela limite les phénomènes de corrosion et de fissuration (avantage non négligeable pour les réservoirs).	Personnel qualifié.
L'effort de précontrainte limite la déformation : diminution des flèches et donc des hauteurs.	La mise en tension doit être faite avant le décintrage.
Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués (réservoirs de classe D par exemple).	Calculs plus complexes que pour le BA.
Possibilité de franchir des plus grandes portées et des ouvrages circulaires de grands diamètres.	

2.3.3.3 Type de précontrainte

Comment exercer l'effort de précontrainte ?

– à l'intérieur du béton ;

– à l'extérieur du béton.

Comment assurer la transmission des efforts de précontrainte de l'acier vers le béton ?

– aux extrémités par des vérins, ancrages, plaques… ;

– linéairement, le long du câble, par des fils adhérents ou des câbles rendus adhérents par injection.

Quand appliquer l'effort de précontrainte ?

– avant le coulage du béton : c'est la prétension. On utilise des armatures tendues (fils crantés) pour accrocher le béton. Il s'agit d'un béton à haute performance et à faible durée de prise.

– après le coulage du béton : c'est la post-tension (gros ouvrages d'art, réservoirs, etc.). Dans ces gaines, on injecte des coulis pour garantir la protection contre la corrosion des armatures de précontrainte. Ces coulis font l'objet d'avis technique et d'essais de convenance. Dans le cas de la post-tension, la contrainte de compression appliquée au béton peut être importante dans la zone d'about.

2.3.4 Les règlements appliqués

Tableau 5 : évolution de la réglementation

Béton armé		Béton précontraint	
Marché public	**Marché privé**	**Marché public**	**Marché privé**
Circulaire de 1906 (20/10/1906, 20 p.) Circulaire de 1934 (19/07/1934, 43 p.) Circulaire de 1964 (80 p.)	Règlement de 1930 (22/01/1930) BA 45 BA 60	I.P. de 1953 (74 p.) I.P. de 1965 (88 p.) dite I.P.1 I.P. de 1973, dite I.P.2 (3 classes : I, II, III)	ASP 65 : recommandations de l'Association scientifique de la précontrainte
CCBA 68 (200 p.) BAEL 83 (315 p.) BAEL 91		BPEL 83 (310 p.) BPEL 91	
Eurocode n° 2			

2.3.5 Matériaux et technologie du béton précontraint

2.3.5.1 Le béton

► **Caractéristiques mécaniques à prendre en compte (§ 2.1.1 du BPEL)**

Ces caractéristiques sont identiques à celles évoquées précédemment pour le béton armé. On introduit en supplément la résistance à la compression à J jours pour tenir compte de la date d'introduction de la précontrainte qui est généralement inférieure à 28 jours.

– Résistance à la compression à 28 jours.
– Résistance à la compression à J jours.
– Résistance à la traction.
– Module de déformation longitudinal (Eb).
– Déformations différées.
– Coefficient de Poisson (ν).
– Coefficient de dilatation thermique.

► **Résistance à la compression (§ 2.1.2 du BPEL 91)**

• **Diagramme parabole-rectangle**

On retrouve les diagrammes figurant au chapitre sur le béton armé.

• **Résistance caractéristique du béton (voir fascicule 65 et § 2.1.2 du BPEL 91)**

C'est la résistance à la compression du béton à 28 jours, mesurée par écrasement d'éprouvettes cylindriques, S = 200 cm^2 de section et de hauteur D = 16 cm.

avec : f_{cm} = moyenne arithmétique des essais ;

$\boxed{f_{c28} = f_{cm} - n}$ k = coefficient ; s = écart type.

On prend généralement : $\boxed{f_{c28} = f_{cm} - 1{,}64\ s}$

Pour des âges du béton ≤ 28 jours (j ≤ 28)

$J = f_{cj} \times f_{c28} / (4{,}76 + 0{,}83\ j)$ si $f_{c28} \leq 40$ Ma

$J = f_{cj} \times f_{c28} / (1{,}40 + 0{,}95\ j)$ si $f_{c28} > 40$ Ma

(Ou encore $f_{cj} = 0{,}685\ f_{c28} \log [j+1]$)

► Résistance à la traction (§ 2.1.3 du BPEL 91)

La résistance à la traction du béton n'était pas prise en compte dans les calculs du béton armé. Le béton précontraint va définir des limites de traction acceptables pour le béton en dehors des zones d'enrobage des câbles de précontraintes. La valeur de la contrainte de traction est donnée par :

$\boxed{f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj}}$ f_{cj} et f_{tj} en MPa

► Module de déformation longitudinale instantanée

Ce module traduit la déformation résultant d'un effort statique de durée inférieure à 24 heures.

Le béton est ensuite coulé au contact direct des armatures. Après durcissement de ce dernier, les armatures sont détendues.

Les pièces sont alors démoulées et se trouvent précontraintes par le relâchement des aciers au contact du béton.

Au droit de l'about de la pièce, la contrainte de traction de l'acier est nulle.

À une certaine distance de cet about, la contrainte de traction de l'acier est suffisante pour que le béton soit comprimé par la création de sorte de bielles.

Le module est donné par la formule :

$\boxed{E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}}$ (f_{cj} et E_{ij} en MPa)

► Coefficient de Poisson (ν) (§ 2.1.6 du BPEL 91)

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation de dimension longitudinale.

ν = 0,20 pour le béton non fissuré.

ν = 0 pour le béton fissuré.

► Coefficient de dilatation thermique (§ 2.1.7 du BPEL 91)

Le coefficient de dilatation de l'acier est de l'ordre de 10^{-5}.

Le coefficient de dilatation du béton quant à lui vaut : $0{,}8\ 10^{-5} < \theta < 1{,}2\ 10^{-5}$. Ces valeurs sont proches et rendent compatibles les comportements de l'acier et du béton. On retient en général la valeur de : 10^{-5} m/m°C.

► Déformations différées du béton (§ 2.1.5 du BPEL)

La connaissance de ces déformations est fondamentale pour le dimensionnement des ouvrages en béton précontraint.

• Le retrait (§ 2.1.51 du BPEL 91)

Il est grossièrement dû à l'évaporation de l'eau qui, chimiquement, n'est pas nécessaire à la prise du ciment, mais qui l'est à sa mise en œuvre. Il correspond à un raccourcissement évoluant sur 2 à 3 ans et dont environ 50 % est réalisé 1 mois après le bétonnage. Il dépend de nombreux facteurs :

– humidité relative de l'air ambiant ;
– dimension de la pièce ;
– quantité d'armatures ;
– quantité d'eau mise en œuvre.
– dosage en ciment.

Le retrait est donné par les formules suivantes :

$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t)$ où $r(t) = t/(t + 9\ r_m)$.

Et r_m = B/U = section droite/périmètre extérieur.

Le BPEL définit les valeurs forfaitaires suivantes :

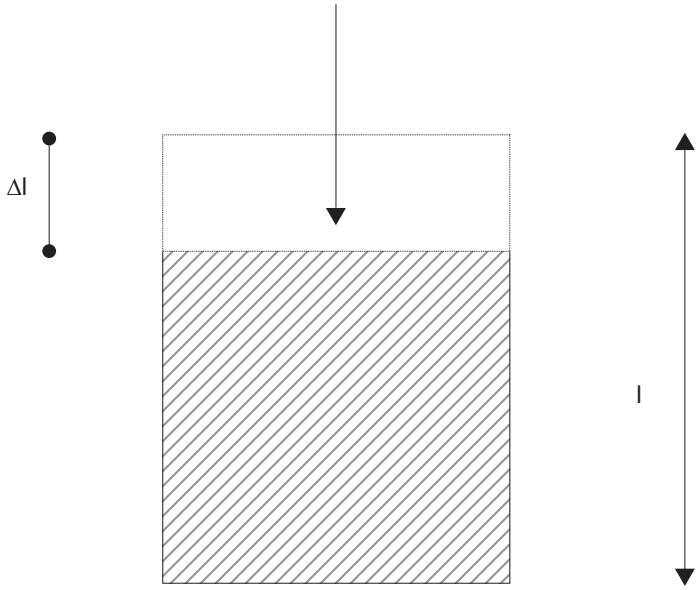
$1{,}5.10^{-4}$ en climat très humide ;
2.10^{-4} en climat humide (France sauf 1/4 sud-est),
3.10^{-4} 1/4 au sud-est de la France ;
4.10^{-4} en climat chaud et sec ;
8.10^{-4} en climat très sec ou désertique.

• Le fluage (§ 2.1.52 du BPEL 91)

Il correspond à une déformation croissante dans le temps sous contrainte constante (dans le temps la pièce continue à se raccourcir). Le fluage dépend :

– de la contrainte à laquelle est soumise la pièce ;
– du dosage en ciment ;
– de la teneur en eau ;
– de l'humidité relative de l'air ;
– du durcissement du béton à l'âge de mise en charge ;
– de la température extérieure ;
– de l'épaisseur moyenne de la pièce.

Fig. 53 : éprouvette béton



Dans le cas de structure en béton précontraint réalisée avec du ciment Portland, la déformation finale due au retrait peut être évaluée par : $\varepsilon_r = ks\ \varepsilon_0$.

$$\begin{cases} ks = 1/(1 + 20 \times \rho s)(\rho s = As/B = \text{pourcentage d'armatures}) \\ \varepsilon_0 = -60 \,.\, 10^{-6} \text{ sous l'eau} \\ \varepsilon_0 = (100 - \rho_h)[6 + 80/(10 + 3\ r_m)] \times 10^{-6} \end{cases}$$

Dans l'air (ρ_h = hygrométrie ; r_m = rayon moyen)

On peut prendre $\begin{cases} \rho_h = 55 \text{ (1/4 sud-est de la France)} \\ \rho_h = 70 \text{ (reste de la France)} \end{cases}$

La déformation par fluage à l'instant « T » d'un béton soumis à l'âge j (t_1) à une contrainte σ_1 vaut :

$$\boxed{\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} \times K_{fl} \times (t_1 - t_0) \times F(t - t_1)}$$

t_0 = date de bétonnage ;

t_1 = date de mise en charge ;

ε_{ic} = déformation conventionnelle instantanée sous σ_1 : $\varepsilon_{ic} = \sigma_1/Ei_{28}$ (ciment) ;

K_{fl} = coefficient de fluage, K_{fl} = 2 dans les cas suivants (voir annexe 1 du BPEL 91).

(Hygrométrie du local)

$F(t - t_1) = \sqrt{t - t_1} / \sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}$ $[r_m = B \text{ (section)}/U \text{ (périmètre)}]$

Rm = rayon moyen. Plus le r_m est grand, plus $f(t - t_1)$ est petit, donc plus le fluage est faible.

(Voir annexe du BPEL pour chargements variables et retour de fluage.)

2.3.5.2 Les armatures de précontraintes (§ 2.2 du BPEL 91)

► Type d'armature

• Les fils

Ils proviennent du tréfilage d'acier ayant subi des traitements thermiques et mécaniques ou du laminage. Il est à noter que les tréfilés résistent mieux à la corrosion que les laminés. Ils peuvent être lisses ou crantés.

Les diamètres courants sont de 5 mm, 6 mm, 7 mm et 8 mm.

• Les barres

Elles sont réalisées à partir d'acier allié. Les plus connues sont les barres Macalloy et Diwidag.

Le diamètre minimal est autour de 12 mm.

Les caractéristiques peuvent être consultées sur les sites Internet : http://www.dywidag.fr/ et http://www.macalloy.com/.

• Les torons

Ils sont composés par torsadage de fils tréfilés (3 ou 7 fils enroulés en hélice).

En juin 2006, la commission interministérielle pour la précontrainte (CIP) est dissoute au profit de l'ASQPE.

L'ensemble des aciers de précontrainte doit être homologué par cette association. La liste des fabrications certifiée est consultable librement sur le site de l'association : http://www.asqpe.fr/.

► Caractéristiques mécaniques

• Résistance

Résistance à prendre en compte dans les calculs, charge maximale garantie dans l'essai de traction jusqu'à la rupture : $f_{prg.}$

• Limite élastique

En l'absence de palier élastique, la limite élastique est la contrainte qui, après retour à une contrainte nulle, laisse un allongement résiduel de 1 ‰ (f_{peg}).

- **Module de Young**

E_p = 200 000 MPa pour les fils et les barres.

E_p = 190 000 MPa pour les torons.

- **Diagramme déformation-contrainte**

Fig. 54 : fils tréfilés et torons

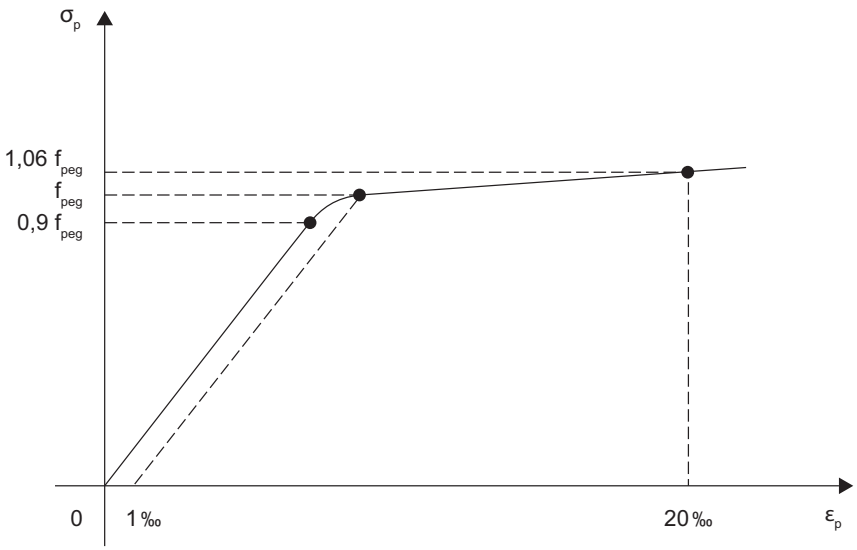
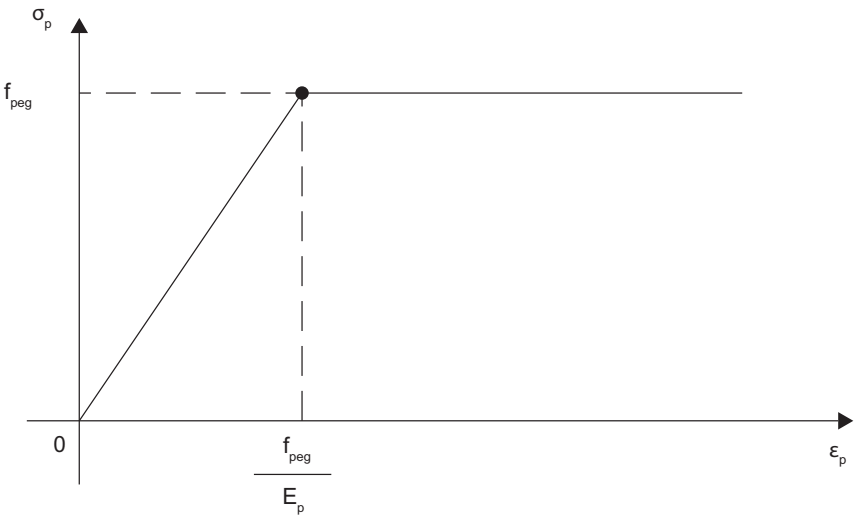


Fig. 55 : fils trempés et barres



$\varepsilon_p = \sigma_p / E_p + 100\ (\sigma_p / f_{peg} - 0.9)^5$

(partie courbe)

- **Coefficient de dilatation thermique** $10^{-5}/°C$

- **Autres caractéristiques**

Les autres caractéristiques sont les suivantes :

– la résistance à la fatigue (voir annexe 10 du BPEL) ;

– la relaxation à 1 000 heures des aciers : ρ = perte de tension que subit au cours du temps, à une température de 20 °C, une éprouvette soumise à une charge initiale de 0,7 Fr (relaxation = 0 pour 0,55 Fr)

  • Armature TBR ≤ 2,5 % à 1 000 heures (TBR : très basse relaxation),

  • Armature RN ≤ 8 % à 1 000 heures (RN : relaxation normale).

L'eurocode 2 définit les critères suivants en ce qui concerne les armatures de précontraintes : les armatures doivent satisfaire aux exigences de la EN 10138 ou de leur ATE (agrément technique européen) ;

Les propriétés des armatures sont définies par les paramètres suivants :

– la limite élastique conventionnelle à 0,1 % : $fp_{0.1k}$;

– La classe vis-à-vis de la relaxation : classe 1 fil ou toron RN (non couverte par le EN 10138), classe 2 fil ou toron BR et classe 3 barres ;

– leur section ;

– leurs caractéristiques de surface.

2.3.5.3 Les armatures passives (§ 2.3 du BPEL)

Elles seront principalement utilisées en tant que :

– armatures de traction dans les zones tendues de béton en classes II et III ;

– armatures de peau ;

– armatures d'effort tranchant et de cisaillement ;

– armatures de construction.

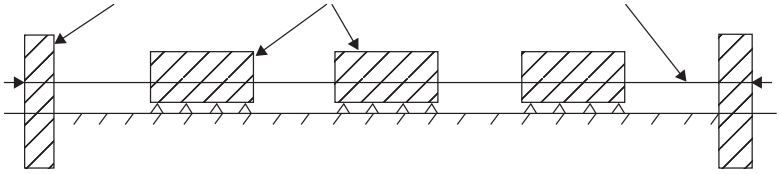
2.3.6 La mise en œuvre de la précontrainte

2.3.6.1 La précontrainte par prétension

La précontrainte par prétension ou par fils adhérents est réalisée en tendant sur un banc les aciers. Ces aciers sont ancrés à une extrémité sur un ancrage mort, et de l'autre sur un ancrage actif.

Les armatures sont tendues sur toute la longueur du moule disposé sur le banc. La longueur de ce dernier peut atteindre une centaine de mètres.

Fig. 56 : mise en tension des fils



Le béton est ensuite coulé au contact direct des armatures. Après durcissement de ce dernier, les armatures sont détendues.

Les pièces sont alors démoulées et se trouvent précontraintes par le relâchement des aciers au contact du béton.

Au droit de l'about de la pièce, la contrainte de traction de l'acier est nulle.

À une certaine distance de cet about, la contrainte de traction de l'acier est suffisante pour que le béton soit comprimé par la création de sorte de bielles.

2.3.6.2 Exemple de fabrication industrielle

► Les planchers poutrelles hourdis

Ils sont surtout utilisés en plancher des locaux techniques, plus rarement en couverture de réservoir.

Photographie 1 : exemple de réalisation

► Les poutres précontraintes

Elles sont utilisées comme supports de planchers de grande portée.

Photographie 2 : exemple de poutre précontrainte

► Les prédalles précontraintes

Elles peuvent être mises en œuvre en couverture des réservoirs.

Photographie 3 : exemple de prédalles précontraintes

► **Les dalles alvéolées**

Elles sont utilisées également en plancher, mais pour des grandes portées.

2.3.6.3 La précontrainte par post-tension

Les procédés de mise en tension, la constitution des armatures, les accessoires d'ancrage, etc., sont homologués par l'ASQPE (auparavant par la CIP, Commission interministérielle de la précontrainte).

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend les éléments suivants :

– l'ancrage actif : il est fixé à l'extrémité où se situe le vérin de mise en tension ;
– l'ancrage mort ou passif : il est situé à l'extrémité opposée. La mise en tension peut être effectuée par un seul côté ou par les deux extrémités en fonction de la longueur de la pièce ;
– l'accouplement : dispositif permettant le raboutage des armatures ;
– les accessoires : il s'agit des gaines, des manchons, des évents, etc. ;
– le matériel de mise en œuvre : les vérins de traction, les pompes d'alimentation, etc. ;
– le coulis d'injection qui fait l'objet d'un avis technique et le cachetage.

2.3.7 Les pertes de précontraintes (§ 3 du BPEL 91)

2.3.7.1 Tension à l'origine (§ 3.2 du BPEL 91)

C'est la traction maximale de mise en tension : σ_{po}. Elle est fixée dans l'arrêté des agréments des aciers utilisés et des procédés de post-tension.

Post-tension :
$$\begin{cases} \sigma_{po} = \text{Min}\,(0{,}80\ f_{prg}\ ;\ 0{,}90\ f_{peg}) & \text{pour fils, barres, torons} \\ \sigma_{po} \leq 0{,}70\ f_{prg} & \text{pour les barres laminées} \end{cases}$$

Pré-tension :
$$\begin{cases} \sigma_{po} = \text{Min}\,(0{,}80\ f_{prg}\ ;\ 0{,}90\ f_{prg}) \\ \sigma_{po} = \text{Min}\,(0{,}85\ f_{prg}\ ;\ 0{,}95\ f_{peg}) \text{ pour les productions} \\ \text{industrielles justifiant d'une organisation de qualité.} \end{cases}$$

$f_{prg} = F_{prg} / A_p$

$f_{peg} = F_{peg} / A_p$ à $0{,}80\ f_{prg}$.

Remarque

Dans les précédents règlements, on prenait 0,85 ramené à $0{,}80\ f_{prg}$ pour tenir compte du nombre croissant de rupture à la mise en tension.

2.3.7.2 Pertes de précontrainte dans le cas de la post-tension (§ 3.3 du BPEL 91)

C'est la différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force exercée en un point donné d'une armature, à une époque donnée.

► Pertes de tension instantanées

- **Perte de tension par frottement de l'armature (§ 3.3.11)**

Fig. 57 : câblage d'une poutre

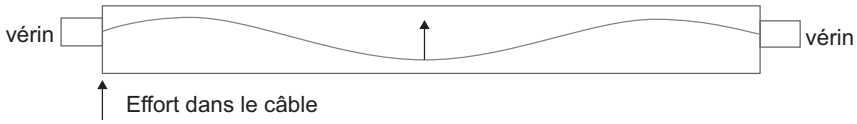
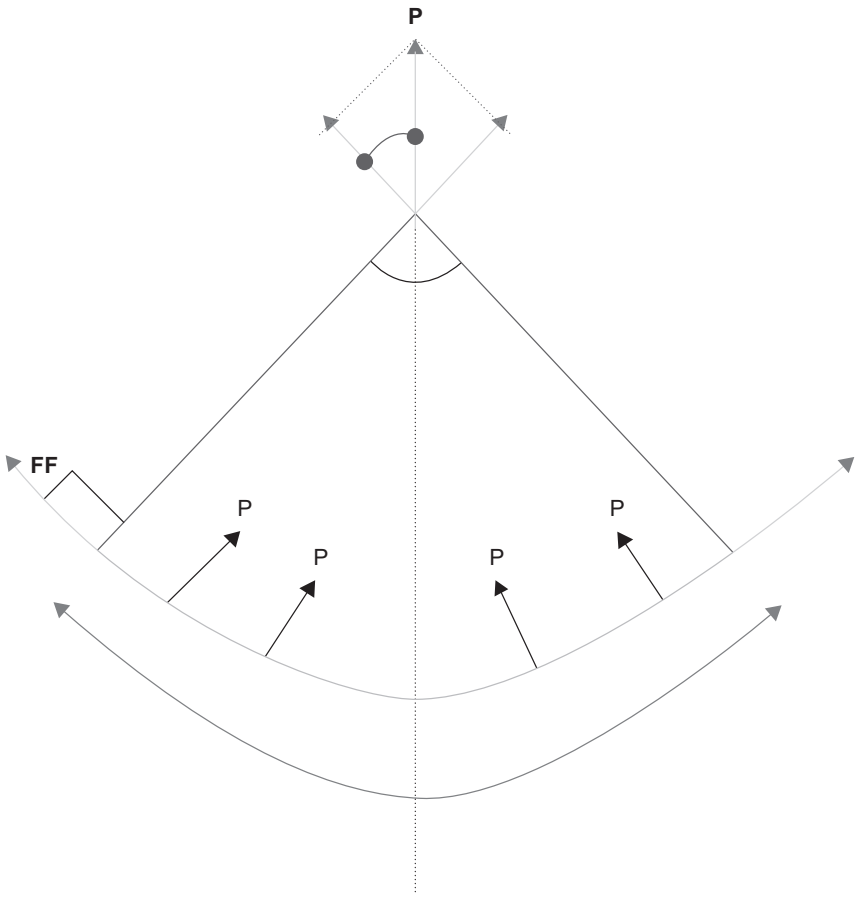


Fig. 58 : effort dans les câbles



Force radiale résultante : $P = p\ ds$, et $ds = r\ d\alpha$

$\Rightarrow P = p\ r\ d\alpha$

L'équilibre des forces donne : $P = 2F \times d\alpha/2 = F\ d\alpha = pr\ d\alpha$

$\Rightarrow F = pr \Rightarrow p = F/r$

• Perte de tension à l'ancrage (§ 3.3.12)

Elle résulte du :

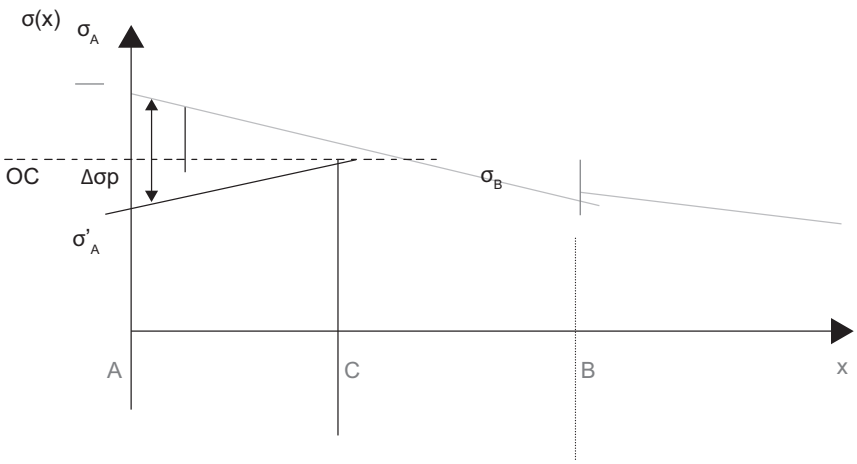
– glissement des torons ou fils dans les clavettes ;

– glissement des clavettes dans les plaques d'ancrage, lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes.

Elle est donnée par la fiche d'agrément du procédé de précontrainte (valeurs de 1 à 12 mm pour le recul d'ancrage).

La longueur d'influence du glissement g vaut : $\lambda = \sqrt{\dfrac{g \times E_p}{P_0}}$

Fig. 59 : tension après perte de recul d'ancrage



Tracé linéaire car : $\Delta F \cong F_0(f\alpha + \varphi x) \cong Ax + B$.

• Perte de tension par déformation instantanée du béton (§ 3.3.13)

Elle résulte des déformations instantanées du béton dues aux armatures de précontrainte.

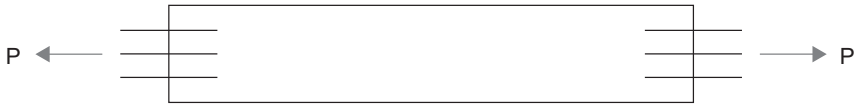
Pour *n* câbles identiques, la perte de tension moyenne vaut :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{(n-1)}{2n} \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{ij}} \times E_p$$

n : nombre de câbles
E_{ij} : module de déformation instantanée du béton
$\sigma_b(x)$: contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité des câbles à l'abscisse x

En effet, soit P la précontrainte totale apportée par les *n* câbles.

Fig. 60 : diagramme des pertes de tension par recul d'ancrage



Déformation dans le domaine plastique

$\Rightarrow \sigma = \varepsilon E$

Pertes de tension différées (§ 3.3.2 du BPEL 91)

• Perte de tension due au retrait du béton (§ 3.3.21 du BPEL 91)

Le retrait est un raccourcissement croissant pendant plusieurs années.

Perte finale de tension : $\Delta\sigma_r = \varepsilon_r - [1 - r(j)].E_p$

ε_r : retrait total du béton (voir § 2.1.51 du BPEL)

j : âge du béton au moment de la mise en précontrainte

$r(j) = j / (j + r_m)$

r_m = section/périmètre

• Perte de tension due au fluage du béton (§ 3.3.22 du BPEL 91)

À partir de la mise en tension, une pièce est soumise à des actions permanentes susceptibles de varier dans le temps.

Ces actions variables peuvent concerner la précontrainte (pertes différées) et les charges permanentes (poids propre).

La perte finale de tension due au fluage vaut :

$$\boxed{\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \times (E_p / E_{ij})}$$

σ_b : contrainte finale dans le béton dans la section considérée

σ_M : contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte et sous les actions précédentes

J = âge du béton lors de la mise en précontrainte

Si $\sigma_m \leq 1.5\ \sigma_b \Rightarrow$ $\boxed{\Delta\sigma_{fl} = 3.5\ \sigma_b\ E_p/E_{ij}}$

• Pertes de tension due à la relaxation de l'acier de précontrainte (§ 3.3.23 du BPEL 91)

La perte de tension est donnée par le relâchement de tension à longueur constante.

$$\boxed{\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{[\sigma_{pi}(x)]}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_{pi}(x)}$$

$$\begin{cases} \mu_0 = 0{,}43 \text{ (armatures TBR)} \\ \mu_0 = 0{,}30 \text{ (armatures RN)} \\ \mu_0 = 0{,}35 \text{ (autres armatures)} \end{cases} \quad \begin{cases} \rho_{1\,000} = 2{,}5\ \% \text{ (acier TBR)} \\ \rho_{1\,000} = 8\ \% \text{ (acier RN)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{pi} = \text{tension initiale de l'acier après pertes instantanées} \\ f_{prg} = \text{contrainte de rupture garantie} \end{cases}$$

• Évaluation des pertes de tension différées en fonction du temps (§ 3.3.24 du BPEL 91)

Perte différée finale : $\Delta\sigma_d = \Delta\ \sigma_r + \Delta\ \sigma_{fl} + \frac{5}{6}\ \Delta\ \sigma_\rho$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes : la perte par relaxation diminue en effet sous l'action du retrait et du fluage du béton.

2.3.7.3 Pertes de précontrainte dans le cas de la prétension (§ 3.4 du BPEL 91)

► Pertes de tension à la mise en œuvre (§ 3.4.1 du BPEL 91)

• Pertes à la mise en tension de l'armature

Ces pertes sont déterminées expérimentalement (voir Avis technique du procédé ou certification CSTBat). Elles tiennent compte :

– du glissement de l'armature sur le banc ancrage ;

– des frottements parasites.

• Pertes entre la mise en tension de l'armature et la mise en précontrainte de l'élément

Ces pertes résultent principalement :

– du retrait du béton ;

– de la relaxation de l'acier ;

– de la déformation différentielle entre l'armature et le béton sous l'effet du traitement thermique du béton.

Ces pertes peuvent être forfaitisées (voir Avis technique du procédé et suivi CSTB).

En cas de traitement thermique, on ajoute une perte spécifique : perte thermique (voir annexe 6 du BPEL).

• **Pertes à la mise en précontrainte de l'élément**

Elle vaut :

$$\Delta\sigma = \sigma_{bj} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times (1 + kj)$$

Elle est due à la déformation instantanée du béton lors du relâchement des armatures.

σ_{bj} = contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous l'action de CP au jour « j ».

$$kj = \text{voir annexe 1} \Rightarrow \begin{cases} kj = 0 \text{ si } \sigma_b \leq 0{,}5\, f_{cj} \\ kj = 4\left(\dfrac{\sigma_b}{f_{cj}} - 0{,}5\right)^2 \text{ si } 0{,}5\, f_{cj} < \sigma b \leq 0{,}66\, f_{cj} \end{cases}$$

► **Pertes de tension différées : (§ 3.4.2 du BPEL 91)**

Pour les fabrications faisant l'objet d'une procédure interne de contrôle (CSTB par exemple), ces pertes sont forfaitisées.

Sinon, on effectue le calcul du retrait, fluage, relaxation, conformément à l'annexe 1 du BPEL. Ces pertes sont à calculer phase par phase.

Pour des déformations instantanées postérieures à la mise en précontrainte, la variation de la contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte vaut :

$\Delta\sigma_{bj}$: variation de contrainte dans les armatures.

Si $\Delta\sigma_{bj}$ augmente, alors la compression du béton augmente et donc on accroît les pertes de précontrainte.

Si $\Delta\sigma_{bj}$ diminue, alors la compression du béton diminue et l'on crée une surtension dans l'armature.

2.3.7.4 Valeur probable de la force de précontrainte (§ 3.5 du BPEL 91)

$$\sigma_{pm}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}(x)$$

2.3.8 Actions et sollicitations (§ 4 du BPEL 91)

2.3.8.1 Les actions (§ 4-1 du BPEL 91)

► **Actions dues à la précontrainte**

La précontrainte est représentée à un instant donné par deux valeurs caractéristiques :

– une valeur maximale P_1 ;

– une valeur minimale P_2.

La valeur probable « P_m » est telle que : $P_2 \leq P_m \leq P_1$.

- **Valeurs caractéristiques de la précontrainte dans le cas de la post-tension et en partie courante des armatures dans le cas de la prétension**

$P_1 (x, t) = 1{,}02\ P_0 - 0{,}80\ \Delta P (x, t)$

$P_2 (x, t) = 0{,}98\ P_0 - 1{,}20\ \Delta P (x, t)$

$P_m = P_0 - \Delta P (x, t)$

P_0 = précontrainte à l'origine (σ_{P0})

$\Delta P (x, t)$ = perte de précontrainte au point « x » à l'instant « t »

- **Valeurs caractéristiques de la précontrainte au voisinage des extrémités des armatures (dans le cas de la prétension)**

À partir de l'extrémité de l'armature adhérente, la valeur caractéristique de précontrainte n'est atteinte qu'à une longueur : $l_{ai} = \gamma_{li} \times l_{sn}$.

2.3.8.2 Justifications (§ 4-2 du BPEL 91)

On considère quatre types de justification :

– à l'ELU d'équilibre statique (les combinaisons d'actions n'entraînent pas de rupture de l'équilibre) ;

– à l'ELU de résistance (les sollicitations calculées à partir des combinaisons d'action ne dépassent pas la résistance de la section considérée) ;

– à l'ELU de stabilité de forme (sollicitation du 2e ordre) ;

– à l'ELS (aptitude de l'ouvrage à fonctionner sous les combinaisons d'action).

Les états limites de fatigue sont à justifier spécifiquement.

2.3.8.3 Les sollicitations (§ 4-3 du BPEL 91)

Les sollicitations sont calculées en considérant une structure élastique et linéaire, sauf pour la justification à l'ELU de stabilité de forme. Ce modèle élastique et linéaire est admis sous l'effet d'actions extérieures et sous l'effet de la précontrainte ainsi que dans les systèmes hyperstatiques (formation de rotules plastiques).

En revanche, les contraintes et déformations appliquées au voisinage des extrémités (intérieur de la zone dite de régulation) ne sont pas justiciables des règles habituelles de la résistance des matériaux (justification spécifique d'après les règles de diffusion).

De même, pour les ouvrages exécutés en plusieurs phases, où l'on admet le principe de superposition des états successifs de contraintes et de déformations. (Exemple : pont à poutre précontrainte et hourdis en béton armé.)

► Les sollicitations de calculs vis-à-vis des ELU de résistance (§ 4.5 du BPEL de 91)

- **Combinaison fondamentale**

La sollicitation de calcul à considérer vaut :

$i > 1 \quad \boxed{S \{ \gamma_p P_m + 1{,}35\ G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}\ Q_{1k} + \Sigma\ 1{,}3\ \Psi_{oi}\ Q_{ik} \}}$

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables

Q_{1k} : valeur caractéristique de l'action de base

$\Psi_{oi}Q_{ik}$: valeur de combinaison d'une action d'accompagnement

γ_p = 1,35 si cette valeur est plus défavorable (ELU de forme pour précontrainte extérieure)

γ_p = 1 dans la plupart des cas

γ_{Q1} = 1,6 pour les ponts routiers

γ_{Q1} = 1,5 pour le cas général

γ_{Q1} = 1,35 pour les actions dues à la température

γ_{Q1} = 1,35 pour les charges d'exploitation

γ_{Q1} = 1,35 pour les bâtiments agricoles à faibles denstité d'occupation humaine

Ψ_{oi} (voir paragraphe précédent)

Exemple d'application au bâtiment :

$P_m + 1{,}35\ G_{max} + G_{min} + 1{,}5Q_0 +$	ou W + ou S ou W + S	ou 0,8 T
$P_m + 1{,}35\ G_{max} + G_{min} + 1{,}5W +$	ou $1{,}3\ \Psi_oQ_0$ + ou S ou $1{,}3\ \Psi_oQ_0$+S	ou 0,8 T
$P_m + 1{,}35\ G_{max} + G_{min} + 1{,}5S +$	ou $1{,}3\ \Psi_oQ_0$ + ou W ou $1{,}3\ \Psi_oQ_0$+W	ou 0,8 T

$\Psi_0 = 0{,}60 \times 1{,}3 = 0{,}8$

- **Combinaison accidentelle**

$$S\ \{P_m + F_A + G_{max} + G_{min} + \Psi_{11}Q_{1k} + \Sigma\Psi_{2i}Q_{ik}\}$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle (chocs de bateau…)

$\Psi_{11}Q_{1k}$: valeur fréquente de l'action variable

$\Psi_{2i}Q_{ik}$: valeur quasi permanente d'une action variable

► Les sollicitations de calcul vis-à-vis des ELS (§ 4.6 du BPEL 91)

• Combinaisons rares

Les sollicitations de calcul sont de la forme :

$$S\ \{P_d + G_{max} + G_{min} + Q_{1k} + \Sigma\Psi_{0i}Q_{ik}\}$$

Pour le bâtiment on a :

$$P_d + G + \left[\begin{array}{l} Q \\ Q + 0{,}77\ W \\ Q + 0{,}77\ S \end{array}\right] \qquad P_d + G + \left[\begin{array}{l} W(S) \\ W + \Psi_0 Q_0 \end{array}\right]$$

où :

Pd = la plus défavorable des deux valeurs de précontrainte P1 ou P2 ;

P1 (x, t) = 1,02 P_0 – 0,8 ΔP (x, t) ;

P2 (x, t) = 0,98 P_0 – 1,20 ΔP (x, t)Ou Pd = Pm si le CCTP l'y autorise.

• Combinaisons fréquentes

$$S\ \{P_d + G_{max} + G_{min} + \Psi_{11}Q_{1k} + \Sigma\Psi_{2i}Q_{ik}\}$$

Par exemple pour un bâtiment courant :

$$P_d + G + \left|\begin{array}{ll} \Psi_1 Q_0 & + \\ 0.2\ W & + \\ 0.3\ S & + \end{array}\right| \begin{array}{l} 0 \\ \Psi_2 Q_0 \\ \Psi_2 Q_0 \end{array}$$

• Combinaisons fréquentes

Les sollicitations de calcul sont de la forme :

$$\{P_d + G_{max} + G_{min} + \Psi_{11}Q_{1k} + \Sigma\Psi_{2i}Q_{ik}\}$$

Pour le bâtiment Pd + G + 0

$\Psi_2 Q_0$

$$P_d + G + \left|\begin{array}{l} \Psi_1 Q_0 \\ 0.2\ W \\ 0.3\ S \end{array}\right| \quad \text{ou} \quad P_d + G + \left|\begin{array}{l} 0 \\ \Psi_2 Q_0 \\ \Psi_2 Q_0 \end{array}\right.$$

• **Combinaisons quasi permanentes**

Les sollicitations de calcul sont de la forme :

$P_d + G_{max} + G_{min} + \Sigma\, \varphi_{2i}\, Q_{1k}$

Pour le bâtiment, la combinaison la plus utilisée est : $Pd + G + \Psi_2\, Q_0$.

Remarque

Les sollicitations ci-dessus permettent le calcul et la vérification des sections.

À l'ELS, le BPEL admet trois classes de précontrainte auxquelles correspondent des contraintes limites des matériaux.

2.3.9 Les classes de précontrainte (§ 6.1.2 du BPEL 91)

Le BPEL (§ 6) prévoit trois classes de précontrainte. Elles sont définies de façon que, sous charge de service, le niveau des contraintes du béton soit limité pour assurer un comportement convenable et une durabilité suffisante.

Le degré de protection qui s'impose doit être défini dans les pièces contractuelles.

Exemple

Réservoir circulaire où l'étanchéité est assurée par le béton : on définit généralement le niveau de précontrainte tel qu'après remplissage, une compression résiduelle (de 1 Mpa environ) demeure dans toute l'épaisseur de la paroi.

Pour un ouvrage construit en milieu agressif (port maritime), on assure une bonne protection des armatures actives et passives en évitant la fissuration. On peut donc prévoir :

– que la section reste totalement comprimée dans tous les cas ;

– que la section soit très légèrement tendue sur un des parements afin que la fissuration soit improbable ($\sigma t \leq \overline{\sigma t}$).

Pour un ouvrage de bâtiment (plancher par exemple), considéré à l'intérieur comme un ouvrage protégé, la précontrainte peut être partielle, c'est-à-dire que sous charges d'exploitation, des contraintes de traction peuvent entraîner la fissuration du béton. Cependant, pour éviter la corrosion des armatures actives sous tension, on vérifie que sous l'action des charges permanentes, la zone tendue de la section la plus sollicitée n'atteint pas le câble de précontrainte.

Indépendamment du niveau de contrainte, il faut également vérifier les déformations de la structure. De ce fait, pour éliminer les risques de traction sous fortes surcharges, on impose aux ouvrages des compressions élevées dès la mise en précontrainte, d'où des risques de déformations parasites importantes, en particulier sous l'effet du fluage (exemple : contre-flèches inesthétiques, désordres dans les cloisons).

Conclusion, à l'ELS la précontrainte peut comprendre trois classes de vérification auxquelles correspondent les contraintes limites des matériaux.

Quelle que soit la classe de vérification, les contraintes de compression du béton sont limitées à :

– 0,5 fc_{28} sous l'effet de la combinaison quasi permanente ;

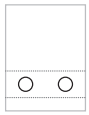
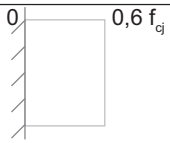
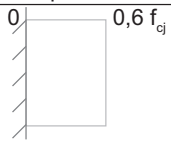
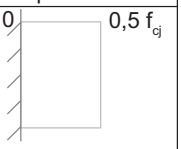
– 0,6 fc_{28} sous l'effet des combinaisons rares ;

– 0,6 fc_{28} en cours d 'exécution ramenée à 0,55 f_{cj} si j ≤ 3 jours.

2.3.9.1 Classe I

Aucune traction n'est autorisée sur l'ensemble de la section :

Fig. 61 : diagramme des contraintes en classe I

Combinaison / Section	Combinaisons rares	Combinaisons fréquentes	Combinaisons quasi-permanentes
			

Remarque

En construction, on peut admettre une traction de – 0,7 $f_{tj.}$

2.3.9.2 Classe II

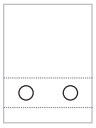
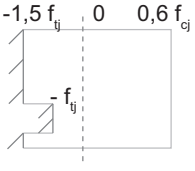
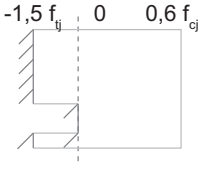
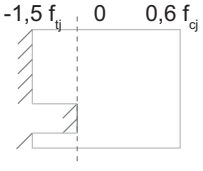
Comme en classe I, le calcul des contraintes est effectué sur la section non fissurée en vérifiant que les contraintes de traction sont telles que :

– $\sigma_t < f_{tj}$ dans la section d'enrobage ;

– $\sigma_t < 1{,}5 f_{tj}$ ailleurs.

En exploitation, st = 0 dans les sections d'enrobage.

Fig. 62 : diagramme des contraintes en classe II

Combinaison / Section	Combinaisons rares	Combinaisons fréquentes	Combinaisons quasi permanentes
			
	Le béton reprend de la traction dans la zone d'enrobage des aciers	Pas de traction dans la zone d'enrobage des aciers	Idem

Remarque

En phase de construction, on admet généralement une contrainte de traction limitée à :

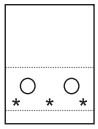
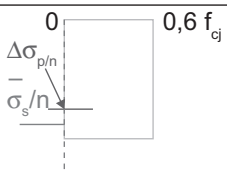
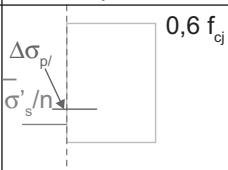
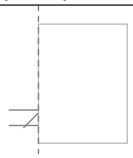
– 0,7 f_{tj} dans la section d'enrobage ;

– 1,5 f_{tj} ailleurs.

2.3.9.3 Classe III

On admet de la traction partout.

Fig. 63 : diagramme des contraintes en classe III

Combinaison / Section	Combinaisons rares	Combinaisons fréquentes	Combinaisons quasi permanentes
 * armatures passives			
	$\overline{\sigma_s} = \text{Min}(2/3\ fe;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ $\Delta\sigma_p \leq 0{,}10\ f_{prg.}$	$\overline{\sigma'_s} \leq 0{,}35\ fe$ $\Delta\sigma'_p \leq 100$ MPa	$\overline{\sigma_s} = 0$

2.3.10 Règles complémentaires relatives aux armatures passives (§ 6.1.3 du BPEL 91)

On considère globalement deux types d'armatures passives.

2.3.10.1 Les armatures de peau

Elles sont destinées à limiter l'ouverture des fissures pouvant se produire avant mise en tension sous l'effet du retrait différentiel (entre la surface et le centre de la pièce par exemple) et des gradients thermiques.

On les dispose suivant deux directions perpendiculaires sur toute la périphérie de la pièce.

On utilise généralement des aciers HA employés en béton armé type Fe E 400 ou Fe E 500 (NF A 35-016 et NF A 35-017), faisant l'objet d'une certification de l'AFCAB.

► Section des armatures de peau

Armatures longitudinales de peau :

– parallèlement à la fibre moyenne : 3 cm^2/m de parement mesuré perpendiculairement

ou

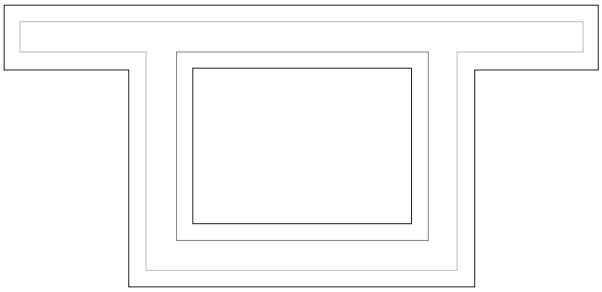
– 0,10 % de la section brute de la poutre.

Armatures transversales (cadres) : parallèlement à la section transversale : 2 cm^2/m de parement mesuré perpendiculairement.

Remarque

Si b ≤ 40 cm, pas d'armatures transversales de peau.

Fig. 64 : principe du ferraillage de peau



2.3.10.2 Ferraillage minimal

À prendre impérativement en compte pour les sections justifiées en classe II de précontrainte.

Dans les parties où le béton est tendu (pour une zone tendue de hauteur supérieure à 5 cm), la section minimale d'armatures (y compris armatures de peau) vaut :

$$As = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{fe} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}$$

Bt = aire de la section tendue

N_{Bt} = résultante des contraintes de traction correspondantes (calculées en sections fissurées en classes II et III)

σ_{Bt} = contrainte (en valeur absolue) maximale de traction du béton

Pour la prétension : $$As = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{\sigma s\ lim} - Ap\right) \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}$$

$\sigma s\ lim = min\ (fe\ ;\ 250\ \eta)$ MPa

Ap = section des armatures prétendues telles que :

d ≠ parement ≤ Max (5 cm ; 2/3 ht).

2.3.11 Définition des sections (§ 5 du BPEL 91)

Tableau 6 : définition des sections

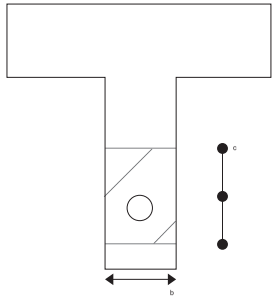
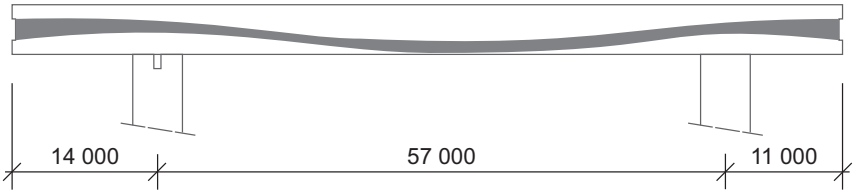
Sections brutes	Sections non fissurées		Sections fissurées (classe III)	Sections d'enrobage
	Sections nettes	Sections homogènes		
Section de béton seul (sans déduction des évidements, câbles conduits, etc.) ⇓ Poids propre de la structure Rigidité des différentes pièces Déformations (pour les parties d'ouvrage en classe II)	Section brute moins les vides (trous, conduits, câbles…) même si les vides sont remplis ultérieurement ⇓ Calcul à l'ELS des contraintes sous les actions permanentes	Section homogène = section nette à laquelle on ajoute la section des armatures longitudinales de précontrainte + la section des aciers passifs. Dans le cas de la post-tension avec injection (armatures adhérentes au béton) ⇓ Calcul à l'ELS des contraintes sous charges variables $n_v = 5$ (coefficient instantané) ou $n_v = 15$ pour la fraction quasi permanente des actions variables (coefficient à long terme)	Section homogène réduite = section homogène moins : • la partie comprimée du béton • la section AS des armatures passives × nv • section Ap × nv × ρ ⇓ Calcul des contraintes en classe III. $n_v = 15$ $\rho = 1$ (prétension) $\rho = 0.5$ (post-tension) $\rho = 0$ (post-tension non adhérente)	 avec d = 4 cm en ouvrage courant Section d'enrobage : S = (2× c+ ∅) × b

Fig. 65 : schéma du passage des câbles



Après tension, une injection par le vide a été réalisée dans les gaines : un coulis de ciment a été injecté pour figer l'ensemble et protéger les câbles contre la corrosion.

2.4 L'acier

2.4.1 Textes réglementaires

Les constructions métalliques sont assujetties aux textes suivants :

– Règles CM 66 : règles de calcul des constructions en acier.

– Eurocode 3 : calcul des structures en acier.

– DTU 32.1 : cahier des charges applicables aux travaux de construction métallique pour le bâtiment.

Ces textes sont accompagnés de normes concernant en particulier la qualité des aciers (NF EN 10025), les assemblages, etc.

2.4.2 Le matériau acier

La norme européenne EN 10027 classe les aciers de la façon suivante :

Tableau 7 : dénomination des aciers

S	355	JO	H
Symbole de l'acier : cette lettre désigne tous les aciers de construction	Valeur nominale spécifiée de la limite d'élasticité en N/mm^2 pour la plus faible épaisseur	Groupe 1 Concerne l'état de livraison et la ténacité M = laminage thermomécanique N = normalisé ou laminage normalisant Q = trempé ou revenu J,K,L : tenacité	Groupe 2 (facultatif) Concerne le mode de transformation ultime D = galvanisation L = basse température H = profil creux P = palplanche W = résistance à la corrosion

L'acier utilisé en construction métallique est référencé sous la forme symbolique suivante :

S 355 N H

Le tableau ci-après donne les correspondances entre les anciennes et les nouvelles désignations d'aciers courants.

Tableau 8 : correspondances

Normes	Désignation symbolique française précédente	Désignation symbolique européenne intermédiaire	Désignation symbolique selon EN 10027-1 et IC 10
EN 10025 (A 35-501)	E 24-2 E24-3 E24-4 E 28-2 E 28-3 E 28-4 E36-2 E 36-3 E 36-4	Fe 360 B Fe 360 C Fe 360 D1 Fe 430 B Fe 430 C Fe 430 D1 (ou D2) Fe 510 B Fe 510 C Fe 510 DD1 (ou DD2)	S 235 JR S 235 J0 S 235 J2G3 S 275 JR S 275 J0 S 275 J2G3 S 355 JR S 355 J0 S 355 K2G3
EN 10113-2 5A 35-502-3)	E 355 R E 355 FP	Fe E355 kgN Fe E355 KTN	S 355 N S 355 NL
EN 10113-3 (A 35-505-3			S 355 M S 355 ML
EN 10137-2-3 (A 36-204)	S 460 T S 620 T		S 460 QL S 620 QL
EN 10147 (A 36-322)	C 280 C 350	Fe E280 G Fe E350 G	S 280 GD(+Z) S 350 GD(+Z)
EN 10155 (A 35-502)	E 24 W 3 E 36 WB 3	Fe 360 CKI Fe 510 C2KI	S 235 J0W S 355 J0W
EN 10164 (A 36-202)	E 355 R - Z25		S 355 N - Z 25
EN 10210-1 (A 49-502-1)	E 24-2 E 28-3 E 28-4 E 36-3		S 235 JRH S 275 J0H S 275 J2H S 355 J0H
EN 10219-1 (A 49-540-1)	E 24-2 E 28-3 E 28-4 E 36-3		S 235 JRH S 275 J0H S 275 J2H S 355 J0H
NF A 35-503	E 24-2 classe II		S 235 JR classe II

Les nuances d'acier les plus utilisées en construction métallique sont les nuances S 235, S 275, S 355. Les hautes limites élastiques ou les aciers inoxydables sont à ce jour d'un usage peu courant.

Le choix de la nuance de l'acier est réalisé à partir des caractéristiques mécaniques (fg : limite supérieure d'élasticité par exemple).

Ces caractéristiques sont déterminées par différents essais normalisés, ceux sont en particulier :

– la limite d'élasticité ;

– la résistance à la traction ;

– l'allongement à la rupture ;

– le module d'élasticité ;

– la résilience.

En réalité, l'utilisation de l'acier dans la construction d'une STEP se trouve limitée du fait du risque toujours possible de corrosion.

Nota sur la corrosion

La corrosion des métaux est un sujet complexe.

Il est à noter cependant que l'atmosphère se composant de 78 % d'hydrogène, de 21 % d'oxygène, ainsi que d'un faible pourcentage de polluants (CO_2, Ar_1, H_2S, etc.), avec un pourcentage d'humidité élevé, elle est particulièrement agressive vis-à-vis des métaux.

En effet, sous l'action de l'eau (eau de ruissellement, hygrométrie et condensation, etc.), les composants de l'atmosphère se combinent pour former des acides corrosifs.

Il existe alors différents types de protection contre la corrosion :

– le zingage bichromatage : application de couches de zinc ;

– la galvanisation à chaud : application d'une épaisseur de zinc à une température de 460 °C ;

– la shérardisation : dépôt d'une fine couche de zinc sur le métal porté à 400 °C ;

– la protection par des résines époxydiques ;

– la qualité inoxydable.

Il en résulte que l'utilisation de l'acier pour les structures de réservoirs ou de couverture ainsi que la nature de sa protection doivent faire l'objet d'un « rapport d'évaluation » réalisé par des experts et précisant le mode de conception et de réalisation des ouvrages.

À ce titre, l'eurocode 3 fournit des indications sur le choix des nuances d'acier inoxydables en fonction de l'exposition à la corrosion.

Tableau 9 : correspondance des aciers inoxydables

EN 10088	Code numérique	Afnor	USA – AISI	Classe de résistance
X5CrNi18-10	1,4301	Z 7 CN 18-09	304	S 220
X2CrNi19-11	1,4306	Z 3 CN 18-10	304 L	S 220
X2CrNi18-9	1,4307	Z 3 CN 19-09	-	S 220
X2CrNiN18-10	1,4311	Z 3 CN 18-10 Az	304 IN	S 290
X2CrNiN18-7	1,4318	Z 3 CN 18-07 Az	301 IN	S 350
X2CrNiN23-4(1)	1,4362	Z 3 cn 23-04 Az	306	S 420
X4CrNiMo17-12-2	1,4401	Z 7 CND 17-11-02	316	S 240
X2CrNiMo17-12-2	1,4404	Z 3 CND 17-12-02	316 L	S 240
X2CrNiMoN17-11-2	1,4406	Z 3 CND 17-11 Az	316 LN	S 290
X2CrNiMo17-12-3	1,4432	Z 3 CND 17-13-03	-	S 240
X2CrNiMo18-14-3	1,4435	Z 3 CND 18-14-03	316 L	S 240
X2CrNiMoN17-13-5	1,4439	Z 3 CND 18-14-05 Az	317 LMN	S 290
X2CrNiMoN22-5-3(1)	1,4462	Z 3 CND 22-05 Az	-	S 480
X1NiCrMoCuN25-20-7	1,4529	-	-	S 290
X1NiCrMoCu25-20-5	1,4539	Z 2 NCDU 25-20	904 L	S 240
X6CrNiTi18-10	1,4541	Z 6 CNT 18-10	321	S 220
X1CrNiMoCuN20-18-7	1,4547	-	-	S 320
X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571	Z 6 CNDT 17-12	316 Ti	S 240
(1) Aciers austénitoferritiques (toutes les autres nuances sont austénitiques).				

Tableau 10 : caractéristiques mécaniques des aciers

Classes de résistance nominale	Limites d'élasticité f_y (MPa)	Limites de rupture f_u (MPa)
S 220	180-220	460-520
S 240	200-240	500-530
S 290	270-290	580
S 320	300-320	650
S 350	330-350	630-650
S 420	400-420	600-630
S 480	450-480	640-660

Tableau 11 : caractéristiques des aciers inoxydables

EN 10088	Code numérique	E MPa	G MPa	Densité	Dilatation thermique
X5CrNi18-10	1,4301				
X2CrNi19-11	1,4306				
X2CrNi18-9	1,4307	200 000	77 000	7,9	$16{,}0 \times 10^{-6}$
X2CrNiN18-10	1,4311				
X2CrNiN18-7	1,4318				
X2CrNiN23-4(1)	1,4362	200 000	77 000	7,8	$13{,}0 \times 10^{-6}$
X4CrNiMo17-12-2	1,4401				
X2CrNiMo17-12-2	1,4404				
X2CrNiMoN17-11-2	1,4406	200 000	77 000	8,0	$16{,}0 \times 10^{-6}$
X2CrNiMo17-12-3	1,4432				
X2CrNiMo18-14-3	1,4435				
X2CrNiMoN17-13-5	1,4439				
X1NiCrMoCu25-20-5	1,4539	195 000	75 000	8,0	15.8×10^{-6}
X6CrNiTi18-10	1,4541	200 000	77 000	7,9	$16{,}0 \times 10^{-6}$
X1CrNiMoCuN20-18-7	1,4547	195 000	75 000	8,0	$16{,}5 \times 10^{-6}$
X6CrNiMoTi17-12-2	1,4571	200 000	77 000	8,0	$16{,}5 \times 10^{-6}$

(1) Aciers austénitoferritiques (toutes les autres nuances sont austénitiques).

Tableau 12 : domaine d'emploi des aciers

Nuances	Atmosphères											
	Rurale avec agressivité			Urbaine avec agressivité			Industrielle avec agressivité			Maritime avec agressivité		
	Faible	Normale	Forte	Faible	Normale	Forte	Faible	Normale	Forte	Faible	Normale	Forte
1,4301 1,4311 1,4541 1,4318	÷	÷	÷	÷	÷	(√)	(√)	(√)	X	÷	(√)	X
1,4401 1,4404 1,4406 1,4571 1,4362	≈	≈	≈	≈	÷	÷	÷	÷	(√)	÷	÷	(√)
1,4439 1,4462 1,4529 1,4539 1,4547	≈	≈	≈	≈	≈	≈	≈	≈	÷	≈	≈	÷

√ Domaine normal d'emploi. (√) Emploi possible sous réserve de précaution (état de surface lisse et nettoyage régulier).
⊕ En sous-emploi du point de vue de la corrosion. X Emploi en condition d'agressivité excessive.

2.4.3 Structure générale de l'ossature

Un bâtiment industriel type est construit à partir :

– de portiques métalliques ;

– d'une couverture en bac acier ou revêtue d'une étanchéité ;

– de parois verticales en bardage ;

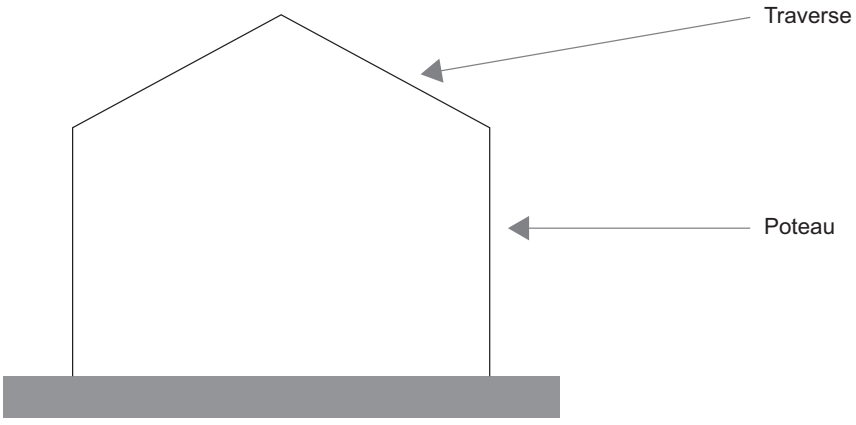
– de planchers intermédiaires (planchers métalliques ou planchers mixtes).

Nous nous contenterons dans ce paragraphe d'aborder les éléments structurels, à savoir les portiques, les planchers et le support de couverture.

2.4.3.1 Les portiques

Un portique est un assemblage entre des poteaux et des traverses.

Fig. 66 : portique

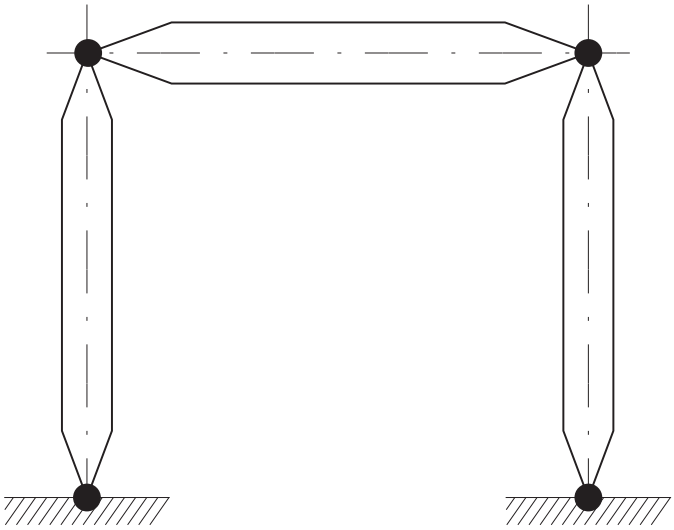


Le bâtiment est ainsi composé d'un certain nombre de portiques parallèles les uns aux autres. La conception des portiques dépend de la stabilité générale prévue pour le bâtiment.

Tout bâtiment doit posséder une stabilité horizontale et verticale sous n'importe quel système de sollicitations.

Que ce soit dans un plan horizontal ou vertical, l'ensemble représenté sur la figure 67 est parfaitement déformable et ne sera jamais stable, quelle que soit la dimension des éléments. Il manque un élément de stabilité.

Fig. 67 : stabilité du portique



Pour rendre ce système stable, il suffira soit de créer un encastrement à la place de l'une des articulations (voir figure 68) soit de relier matériellement par une barre une des diagonales du rectangle ayant pour sommet les 4 articulations (triangulation) (voir figure 69).

Fig. 68 : portique stable

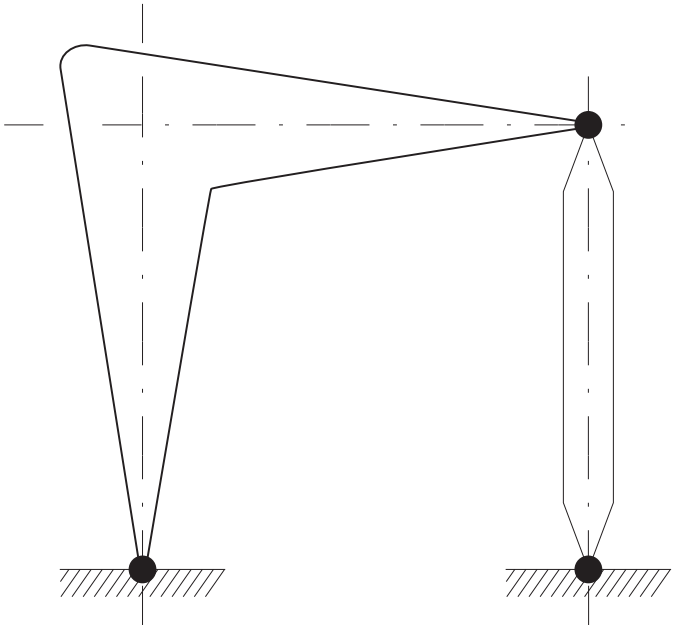
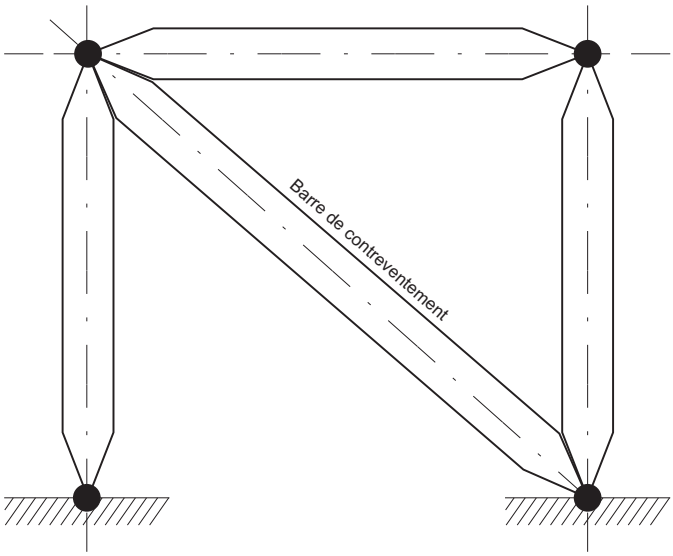


Fig. 69 : portique triangulé



Ce principe conduit à prévoir des éléments tels que : contreventements, entretoisements, poutres au vent, portiques ou palées de stabilité ou de butée.

► Les différents types de stabilité

• Stabilités « statique » et « élastique »

La stabilité statique est relative à un ensemble (ossatures industrielles, ponts, bâtiments) ou à un sous-ensemble (planchers, panneaux).

La stabilité élastique se rapporte à un élément :

– flambement d'un poteau ;

– voilement des âmes des poutres ;

– déversement des membrures comprimées des poutres fléchies ;

– cloquage des parois cylindriques.

Tous ces phénomènes sont caractérisés par des sollicitations critiques ; on les étudiera sous le vocable « instabilité élastique » ou encore « instabilité de forme ».

• Stabilités « horizontale » ou « verticale », « longitudinale » ou « transversale »

On distingue :

– les plans de stabilité :

- horizontaux : combles, planchers, poutres de roulement, poutres au vent ;
- verticaux : portiques, murs de refend.

– les directions de stabilité :
  • longitudinales : liées au problème du joint ;
  • transversales : liées en général au problème des déplacements.

• **Stabilités « provisoire » et « définitive »**

En cours de montage (ou de démontage), l'ossature peut être soumise à des efforts qui peuvent être importants. Il convient de la stabiliser provisoirement.

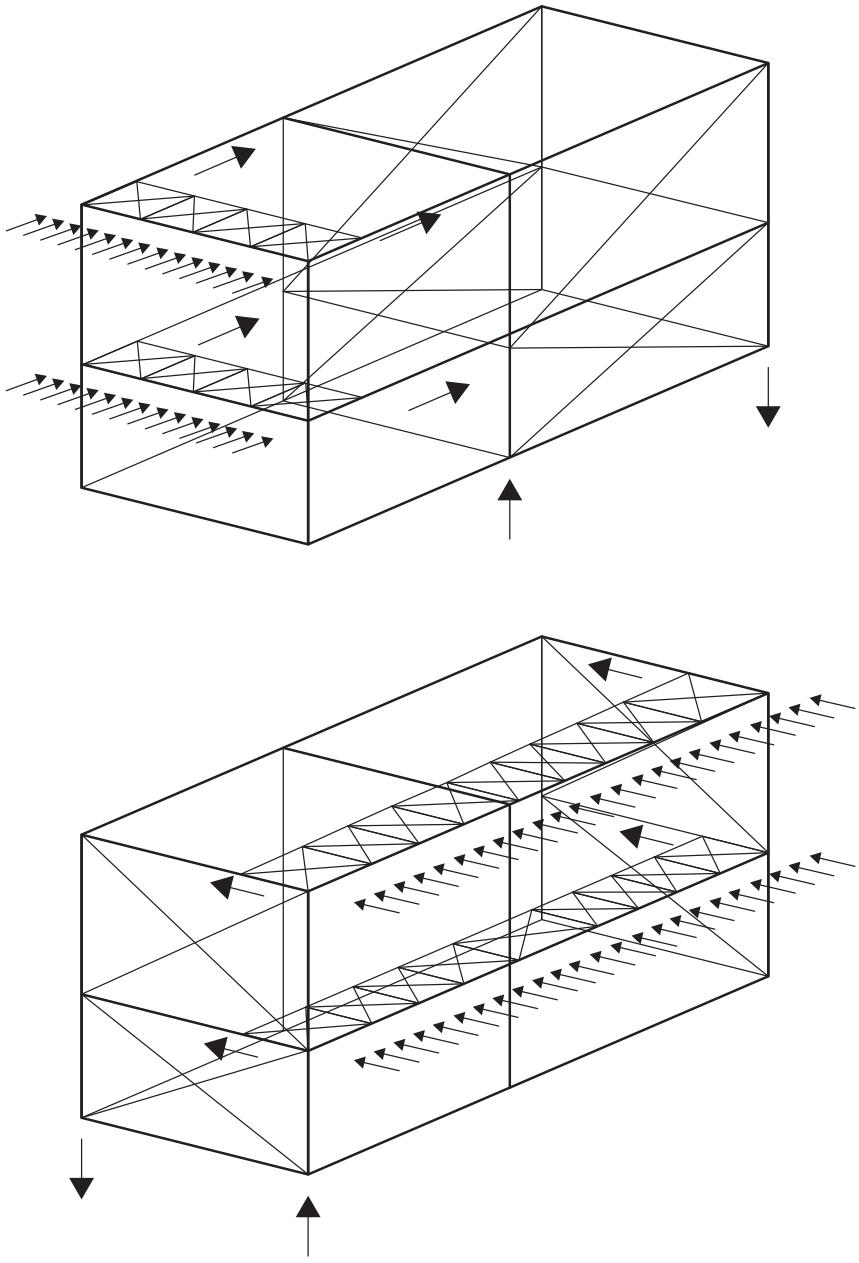
La stabilité définitive peut être assurée par des enveloppes rigides. Pendant leur mise en œuvre (ou avant) l'ossature doit être stable.

Le principe :

Dans les différents plans et directions, suivant les différentes phases, bien faire le bilan des efforts horizontaux qui proviennent des sources suivantes :

– vent :
  • normal (3 jours sur 1 000),
  • extrême (une fois dans la vie du bâtiment),
  • longitudinal ou transversal,
– ponts roulants :
  • freinage simple ou cumulé,
  • freinage longitudinal ou transversal,
  • tamponnement,
– séisme ;
– dilatation thermique ;
– action de certains engins mobiles ;
– poussée des terres ;
– tassement différentiel des fondations ;
– charges verticales :
  • charges permanentes,
  • charges d'exploitation,
  • charges climatiques.

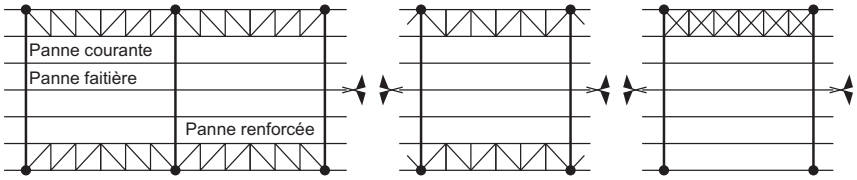
Fig. 70 : exemples de stabilité



• **Stabilité horizontale**

Au niveau de la couverture : lorsque les actions horizontales agissent sur le long pan, il convient de créer une poutre au vent parallèle à ce dernier. Cette poutre est constituée de membrures (pannes) et de montants et diagonales selon les dispositions suivantes :

Fig. 71 : stabilités en couverture

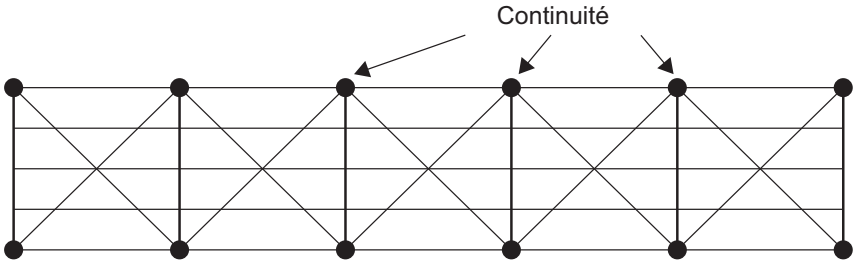


Les efforts sont reportés sur les pignons du bâtiment. Il conviendra de veiller :

– à la continuité des « pannes » au droit des portiques ;

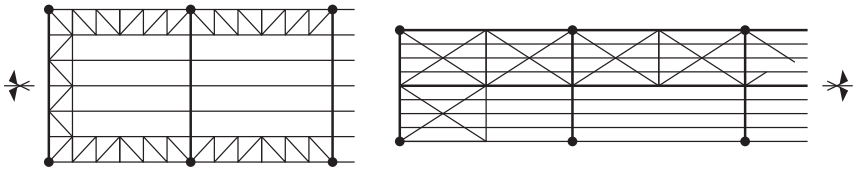
– à la flexion verticale des diagonales.

Fig. 72 : contreventement de l'ensemble de la toiture



Lorsque les actions horizontales agissent sur le pignon, le principe est identique :

Fig. 73 : stabilité des pignons



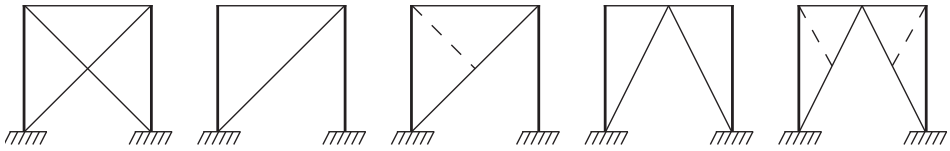
• **Stabilité verticale**

Introduction

Tout ce qui suit est relatif à des matériaux verticaux souples.

Stabilité triangulée

Fig. 74 : dispositions constructives les plus courantes



Croix de Saint-André | Barre comprimée ou tendue | Barre comprimée ou tendue + contre-flambement | Triangulation en « vé » | Triangulation en « vé » + contre-flambement

Le choix de la travée dans laquelle sera implantée la stabilité est guidé par :
– des impératifs architecturaux ;
– des impératifs de passage.

Le système le plus économique est la croix de Saint-André. Il convient de penser à l'assemblage, à l'attache, avant de choisir définitivement l'échantillon assurant la stabilité.

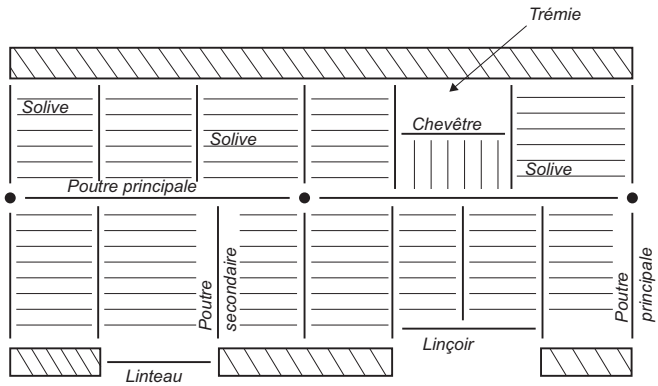
- **Stabilité en portiques**

La stabilité peut être également assurée par des portiques. On peut adopter les dispositions suivantes :
– encastrement des pieds de poteaux ;
– encastrement entre les poteaux et les traverses.

2.4.3.2 Les planchers

Le dessin d'un plancher doit indiquer :
– le sens porteur ;
– l'implantation des charges concentrées ;
– les trémies, escaliers, joints de dilatation…

Fig. 75 : dénomination des composants d'un plancher



Les solives peuvent être calculées sur deux appuis ou en continuité. Les avantages de la continuité sont les suivants :
– gain de matière ;
– diminution des déformations.

Les différents types de plancher sont les suivants.

► Les planchers à dalle béton porteuse

La dalle assure une fonction porteuse et est calculée en tant que telle (par exemple avec abaques de Pigeaud). Plusieurs types existent :
– dalle béton avec bac acier, qui n'est qu'un coffrage permettant une exécution rapide ;
– dalle béton avec connecteurs (il s'agit là d'un plancher mixte) ;
– dalle béton avec solives préfabriquées en béton hourdis et remplissage.

Fig. 76-a : plancher collaborant

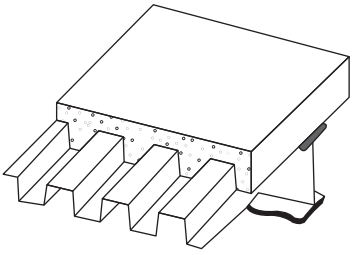


Fig. 76-b : structure mixte

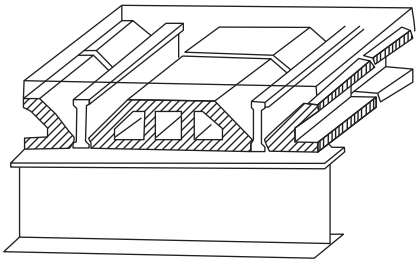
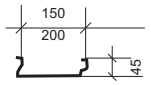
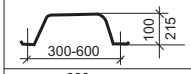
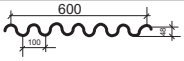
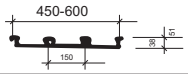
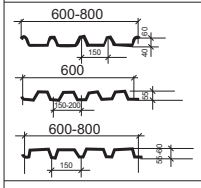


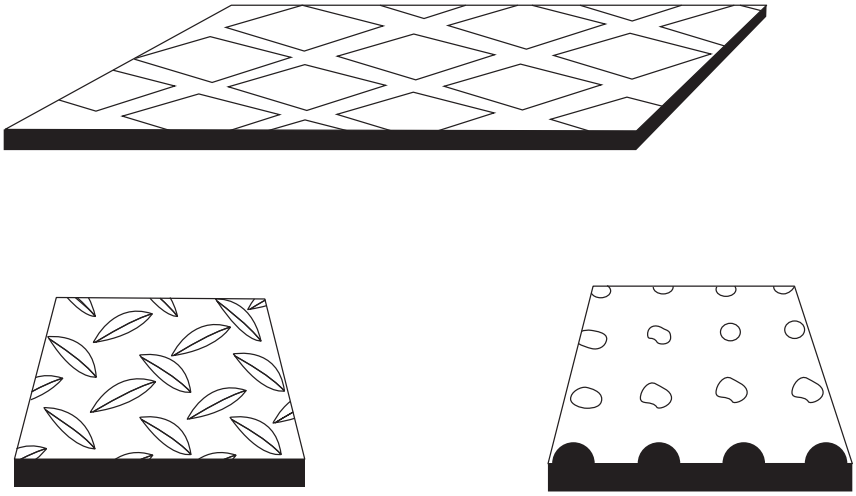
Fig. 77 : différents types de planchers métalliques

	Profilé en cuve
	Profilé en U nervuré
	Tôle ondulée
	Tôle à queue d'aronde
	Tôles trapézoïdales
	Cellules

► Les planchers métalliques industriels

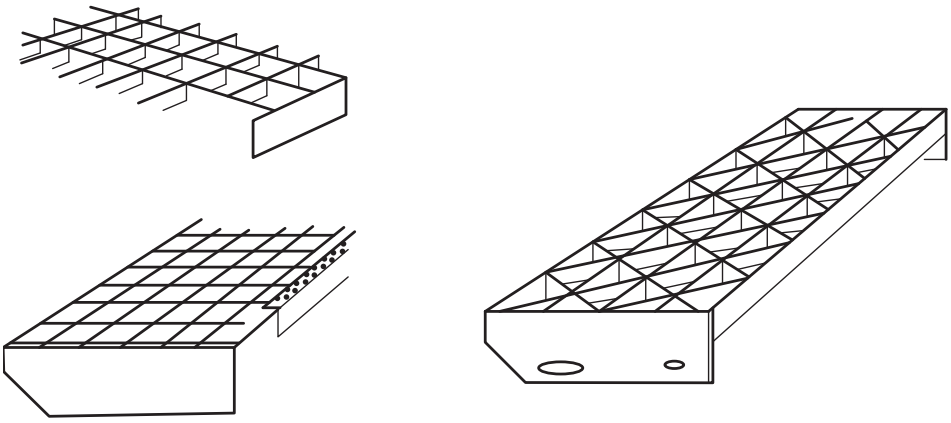
Ils sont généralement composés de tôles larmées (ou tôles à larmes) et de caillebotis.

Fig. 78 : différents types de tôles larmées



Désignation de ces tôles : 4/6 (36 kg/m^2) à 10/12 (83 kg/m^2)
Utilisation pour fonctions industrielles antidérapantes
Possibilité de raidissage de ces tôles

Fig. 79 : différents types de caillebotis



Ils sont imbriqués, soudés, galvanisés.

Mailles : 30 × 30 × 30 × 3

19 × 19 × 30 × 3 (maille de sécurité)

► Les dalles métalliques

Il s'agit de dalle orthotrope raidie dans les deux directions (longitudinale et transversale). Leur utilisation est intéressante pour des planchers à surcharges (éventuellement démontables).

Tableau 13 : portées et charges d'exploitation courantes

Nature du plancher	Poids propre	Portée	Charge d'exploitation
Plancher acier-béton	300 à 600 kg/m^2	3 à 5 m	150 kg/m^2 à 1 t/m^2
Tôles laminées ou striées	40 à 70 kg/m^2	1 à 4 m	150 kg/m^2 à 500 kg/m^2
Caillebotis	100 à 200 kg/m^2	1 à 4 m	150 kg/m^2 à 500 kg/m^2
Métal déployé	20 à 50 kg/m^2	1 à 2 m	50 kg/m^2 à 100 kg/m^2
Dalles métalliques	100 à 200 kg/m^2	1 à 5 m	500 kg/m^2 à 1 t/m^2

2.5 Les matériaux composites

Les pathologies fréquemment apparues sur les bétons et les structures métalliques ont conduit au développement des matériaux composites dans le mode du bâtiment et du génie civil.

Par définition, on considère comme matériau composite tout matériau constitué de deux éléments dont les propriétés, une fois composés, sont supérieures à celles des éléments pris séparément.

Ces matériaux, pour la plupart issus du monde aéronautique (comme le tissu de fibre de carbone de Freyssinet par exemple), sont utilisés dans le monde de la construction sous plusieurs formes :

– renforcement de structures existantes (bois, béton, métal) ;
– structure complète réemployant les structures béton, métal ou bois ;
– couvertures, regards, protection antiacide, sur les ouvrages fortement agressés.

2.5.1 Composition des matériaux composites

Les matériaux composites en général sont formés :

– d'une matrice ;
– de fibres de renfort.

2.5.1.1 La matrice

Son rôle est d'entourer et de protéger les fibres. Elle permet également :

– de transférer les contraintes entre les fibres ;

– de protéger les fibres contre les conditions ambiantes ;
– de protéger mécaniquement les fibres (chocs, etc.) ;
– d'empêcher la déformation des fibres.

Le choix de la matrice doit être réalisé en fonction de la destination du produit final. Il existe un grand nombre de matrices que l'on peut classer suivant quatre grandes familles :

► Les matrices polymères

Polyester
Vinylester
Epoxy
Phénonique
Polyamide
} thermostables

Thermoplastique (polycarbonate)
Polyuréthane
Silicone

► Les matrices métalliques

– Aluminium
– Titane
– Magnésium
– Acier inoxydable

► Les matrices céramiques

– Alumine (Al_2O_3)
– Carbure de silice (SiC)
– Nitrate de silice (Si_3Ni)

► Les matrices minérales

– Mortier de ciment
– Mortier d'argile

Dans le génie civil, les matrices les plus utilisées sont celles des groupes 1 et 4. Nous n'étudierons pas ici celles du groupe 4 puisque leurs applications consistent principalement en la réalisation de chapes de mortier armées de fibres métalliques ou synthétiques ou d'éléments de terre cuite fibrée.

Dans le 1er groupe, nous allons établir un rapide comparatif entre les matrices thermostables et les matières thermoplastiques.

Tableau 14 : comparatif

Matières thermostables	Matières thermoplastiques
• Très basse viscosité avant séchage • Stabilité thermique • Bonne résistance chimique • Bonne capacité d'imprégnation • Facilité de fabrication • Économique	• Temps de séchage très court • Faible retrait au séchage • Bonne résistance au chlore • Bonne capacité à la déformation • Durée de stockage illimitée • Possibilité de modifier les formes • Possibilité de réparation et de recyclage • Bonne résistance à la déchirure

Il en résulte que, à ce jour, les matrices les plus utilisées dans le monde de la construction sont les résines thermostables (pour des raisons de coût). Parmi les plus courantes, chacune d'entre elles présente des avantages dont il conviendra de tenir compte pour s'assurer de leur compatibilité avec l'ouvrage à réaliser.

Tableau 15 : caractéristiques des résines

Résines polyester	Résines Vinylester	Résines Époxy	Résines phénoliques
• Viscosité basse (facile à travailler) • Temps de séchage rapide • Retrait important au séchage • Possibilité de séchage à température ambiante ou à haute température • Bonne résistance électrique • Bonne résistance au feu • Bon rapport qualité/prix • Bonnes propriétés mécaniques, bien qu'inférieures aux autres résines	• Bonnes propriétés mécaniques • Excellente fluidité • Bonne adhérence avec les fibres de renfort • Bonne résistance à la corrosion • Bonne résistance aux agents chimiques • Temps de séchage rapide • Retrait important au séchage	• Excellentes propriétés mécaniques (résistance…) • Faible retrait pendant le séchage • Bon comportement électrique • Temps de séchage importants • Coût élevé • Bonne adhérence avec toutes les fibres • Bonne résistance aux agents chimiques et solvants • Faible résistance aux températures élevées	• Excellentes caractéristiques électriques • Bonne résistance aux températures élevées • Bonne résistance à l'abrasion • Bonne résistance aux agents chimiques et solvants organiques • Excellente adhérence avec les autres résines • Stabilité dimensionnelle • Faibles propriétés mécaniques

Tableau 16 : exemple de milieu agressif

	Polyester	Époxy	Phénophtaléine	Vinylester	Polyamide
Résistant :	Eau Fioul Essence	Alcool Essence Benzol Eau minérale Graisses	Eau Huile Graisses Essence Benzol Alcool	Eau de mer Goudron Dioxyde de chlore	Ether Alcool Kérosène
Non résistant :	Acides Javel Benzol Alcool Toluène	Ester Composés alcalins Huiles	Acides et composés alcalins concentrés	H_2SO_4 (75 %) NaO Cl (6 %) NaOH (15 %)	Composés alcalins Ammoniaque Humidité

2.5.1.2 Les fibres

Les fibres sont incorporées à la matrice pour la renforcer. Elles peuvent avoir une orientation privilégiée ou non. L'influence de leur direction sur les caractéristiques mécaniques du matériau est à prendre en compte.

Les principales fibres de renfort utilisées dans les matériaux composites sont :

– les fibres de verre (fibres de type A, E, B, S, R) ;

– les fibres synthétiques (polypropylène, polyéthylène, nylon, polyester) ;

– les fibres de carbone ;

– les fibres d'aramide.

Les fibres de verre sont les plus utilisées dans les matériaux composites destinés à la construction. Les avantages de chacune d'elles sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau 17 : caractéristiques des fibres utilisées

Fibres de verre	Fibres de carbone	Fibres d'aramide	Fibres synthétiques
• Bonne résistance mécanique • Bonne densité • Incombustible • Bonne stabilité dimensionnelle • Imputrescible • Économique • Bonne résistance aux agents chimiques • Moins bonne résistance à la fatigue que les autres fibres • Haute dureté	• Bonne rigidité • Bonne densité • Haute résistance mécanique • Bas coefficient de dilatation • Bonne stabilité dimensionnelle • Coût élevé • Faible résistance au choc • Favorise la corrosion de type galvanique avec les métaux	• Poids faible • Bonne résistance au choc • Bonne résistance à la traction • Très faible résistance à la compression • Résistance aux agents chimiques • Stabilité mécanique entre – 30 °C et 200 °C	• Polypropylène • Matériau inerte • Bonnes propriétés mécaniques • Polyéthylène • En additif de ciment et en géotextile • Nylon • Bonne résistance à la traction (géosynthétique) • Polyester • Les plus courantes mais pas les plus performantes

Tableau 18 : caractéristiques mécaniques des fibres

Fibres	Densité (g/cm³)	Module élastique	Module élastique spécifique	Résistance à la traction (MPa)	Résistance spécifique à la traction	Allongement maximal (%)	Résistance thermique (°C)	Résistance chimique
Verre E	2,6	72-73	28-30	1 720-3 400	66-1 308	2,4-4,8	840	Dépend de la préparation
Verre S	2,5	86-87	35	2 530-4 600	1 012-1 840	2,9-5,4	970	
Verre C	2,45	71	29	3 100	1 265	3,5	750	
Carbone HT	1,75-1,83	228-238	125-136	2 700-3 500	1 475- 2 000	1-1,4	Jusqu'à 3 000	
Carbone HS	1,78-1,83	230-270	125-151	3 900-7 000	2 131-3 933	1,7-2,4		
Graphite HM	1,79-191	350-490	183-273	2 000-3 200	1 047-1 788	0,4-0,8		
Graphite NHM	1,95-2,1	520-620	247-318	1 030-1 800	490-923	0,2-0,4		
Kevlar 49	1,44-1,45	124-130	85-90	2 270-3 100	1 566-2 153	1,8-2	200	Bonne
Polyéthylène	0,97	87-172	89-177	2 600-3 300	2 680-3 402	2,7-3,5	< 100	Très bonne
Polyester (dacron)	1,38	13,8	10	1 120	812	14,5		
Nylon 728	1,15	5,5	5	990	861	18,3		

2.5.1.3 Les additifs

Ce sont principalement des lubrifiants et des huiles de démoulage, ainsi que des colorants, des fongicides et des stabilisateurs de réaction.

2.5.2 Compatibilité des matrices et des fibres

Il convient, préalablement à la réalisation du matériau composite, de s'assurer de la compatibilité entre la fibre et la matrice. Par exemple, il n'est pas possible de renforcer une matrice polyester avec des fibres de verre C, ou des résines époxy avec également des fibres de verre C. En revanche, le renforcement avec des fibres de carbone est, généralement, toujours possible.

Chaque fabricant doit donc justifier de cette compatibilité mécanique et chimique.

2.5.3 Caractéristiques générales des matériaux composites

Les propriétés physiques et mécaniques les plus utilisées dans la construction sont :

– le faible poids. En effet, de par leur faible densité, les matériaux composites autorisent des manipulations humaines là ou d'autres matériaux pourraient nécessiter des engins de levage. La densité des matériaux composites est voisine de 1,5 g/cm^3 alors que le béton se situe entre 2,2 à 2,5 g/cm^3 et l'acier à 7,8 g/cm^3 ;

– la transmission de la lumière. Il est toujours possible de réaliser des composites translucides (utilisation en châssis, éclairement de toit) ;

– les caractéristiques mécaniques sont souvent nettement supérieures à celles des matériaux traditionnels ;

– les excellentes caractéristiques de résistance aux agents chimiques qui en font un produit de choix au niveau des zones à forte agressivité des STEP.

La durabilité et le comportement au feu sont à regarder avec attention (essais de durabilité probants réalisés sur le TFC par exemple).

À ce jour, les matériaux composites ne sont pas considérés comme des matériaux traditionnels. Leur utilisation dans le bâtiment doit donc faire l'objet soit :

– d'une procédure d'Avis technique émanant du CSTB ;

– d'une procédure d'ATEX (appréciation technique d'expérimentation) émanant également du CSTB et valable uniquement pour le chantier.

Ces procédures, relativement lourdes, sont effectivement un frein au développement des composites dans la construction.

2.5.4 Application des matériaux composites à la construction

2.5.4.1 Renforcement de structures

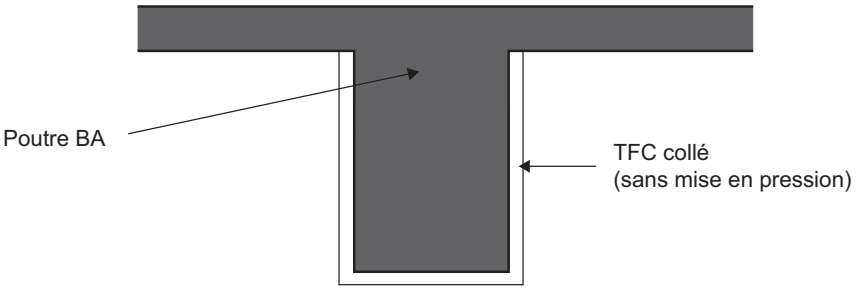
Il peut s'agir du renforcement des structures béton ou bois existantes. Ce renforcement est issu dans la majorité des cas (pour le béton) de la technique des plats métalliques collés.

Cette technique consiste à accroître le ferraillage d'une structure en béton armé ou en béton précontraint en collant des plats de carbone « pultrudés » ou du tissu de carbone. Ce collage est à base de résine époxydique.

► **Exemple d'application**

– Renforcement des ouvrages d'art (autoroute A10) par la méthode du TFC de Freyssinet (procédé breveté).

Fig. 80 : exemple de renforcement de poutre



– Renforcement des planchers de bâtiment (CHU de Bordeaux) pour la mise en œuvre d'une IRM sur des structures existantes : procédé Mitsubishi ayant fait l'objet d'un ATEX (matériau amagnétique).

Ces ouvrages sont généralement justifiés par un calcul mené selon la méthode de Lhermitte.

2.5.4.2 Création de structures complètes

Il s'agit de structures à base de poteaux et de poutres composites. Les assemblages entres ces éléments sont souvent réalisés en acier inoxydable. La justification de tels ouvrages, de plus complexes dans leur forme, est généralement menée à partir de calcul aux éléments finis.

► **Exemple de réalisation**

– Radôme de la station météo de la Martinique : étude réalisée par l'IMC de Bordeaux. Le calcul a été mené avec le logiciel de CAO CATIA version 4.17 de Dassault Système et MAGICS version 5.4 de l'IMC. Le matériau utilisé est un sandwich de tissu MAT 450/Roving 500/Mat 450 et de mousse PVC

(épaisseur totale : 26 mm). Par rapport au critère de rupture, le coefficient de sécurité a été de l'ordre de 3.

– Pont « tout composite » réalisé au Danemark : passerelle piétonne de 40 m de portée.

Il existe également aux États-Unis des ponts routiers de faible portée (≈ 10 m) mais soumis à un trafic normal. En Grande-Bretagne, les composites ont été utilisés pour enfermer la structure d'un pont dans une enceinte protégeant les éléments porteurs des agressions atmosphériques.

2.5.4.3 Ouvrages divers

Parmi les ouvrages susceptibles d'intéresser les concepteurs de STEP se trouvent les divers composés dits à « nid d'abeille » employés en couverture ou en ouvrage eux-mêmes. Ces produits présentent les avantages suivants :

– légèreté associée à une bonne résistance mécanique (40 kg/m^3 environ), ce qui autorise par exemple leur utilisation en remblai allégé sous chaussée (à la place d'un remblai traditionnel à 2 000 kg/m^3 ou à la place du polystyrène) ;

– indice de vide important (95 %) qui permet un usage comme stockage temporaire des eaux pluviales ou comme tranchée drainante, puits perdu…

Ces éléments servent également :

– pour la couverture des vis de relevage : on prêtera alors une attention particulière, en plus de la résistance mécanique, à l'affaiblissement acoustique demandé. De plus, tout élément susceptible de recevoir la chute accidentelle du personnel doit faire l'objet d'un essai normalisé de résistance à un choc de 1 200 J ;

– pour la couverture d'ouvrages à ambiance agressive (stockeurs, épaississeurs…) où ils sont souvent associés à une structure porteuse en matériaux composites.

L'utilisation de matériaux composites est également présente dans les armatures pour béton armé. L'augmentation de résistance des bétons modernes (béton hautes performances, béton très hautes performances, béton de poudres réactives…) pousse à rechercher des armatures ayant également des performances plus élevées que l'acier traditionnel. Cependant son développement reste limité du fait de son coût élevé. Des expériences ont été réalisées sur des passerelles haubanées.

Tableau 19 : avantages et inconvénients des matériaux composites

Avantages	Inconvénients
• Les propriétés mécaniques, en particulier au niveau de la résistance et de la rigidité (il faut cependant noter que les composites à base de fibres de verre ont une rigidité spécifique, à section identique, qui ne permet pas de gagner du poids par rapport à l'acier). • La résistance à la corrosion. • La légèreté, impliquant des éléments structurels plus légers et donc plus économiques en montage. • La liberté des formes. • L'inertie électromagnétique.	• Le fluage, le retrait, l'expansion thermique : les composés en fibres de verre en particulier présentent un taux de fluage et un retrait non négligeable. • L'utilisation d'un matériau anisotrope rend la conception et les calculs plus complexes. • La sensibilité à l'impact : seules les matrices thermoplastiques résistent relativement bien. • Le coût : les polyesters renforcés fibres de verre sont encore trois fois plus chers que l'acier. • Les normes et méthodes de calcul : il s'agit de matériaux hétérogènes et anisotropes. • L'absence de normalisation crée un véritable verrou. • La nouveauté.

3. Application aux ouvrages hydrauliques

3.1 Généralités

3.1.1 Environnement réglementaire

– fascicule 74 du CCTG approuvé par la circulaire du 25 mars 1998 « Construction des réservoirs en béton » applicable aux marchés publics ;
– DTU 14.1 : Calcul des cuvelages et réservoirs pour les marchés privés ;
– recommandations professionnelles de mai 1990 : « Calcul, réalisation et étanchéité des réservoirs, cuves, bassins, château d'eau » ;
– norme NF EN 1508 : la norme se limite aux réservoirs branchés sur le réseau d'eau potable ou non, en dehors de ceux faisant partie de la chaîne de traitement. Elle couvre, en revanche, d'autres matériaux que le béton ;
– eurocode 2 partie 3 : « Silos et réservoirs ».

3.1.2 Principaux ouvrages concernés

Les ouvrages hydrauliques concernés sont définis par le fascicule 74 du CCTG :
– réservoirs d'eau : château d'eau, réservoirs pour consommation humaine, réservoirs de lutte contre l'incendie ;
– stations d'épuration ;
– ouvrages de prise et de vidange des ouvrages précédents ;

– canaux (autres que ceux affectés à la navigation) ;
– aqueducs ;
– stations de pompage, de relèvement, bâches, bassins tampons ;
– cheminée d'équilibre ;
– bassins et déversoirs d'orage sur réseau d'assainissement ;
– bassins de pollution et de rétention en site urbain ;
– piscines ;
– cuves à vin ;
– fosses à lisier.

Ne sont pas concernés par le fascicule 74 :
– les ouvrages de stockage des hydrocarbures ou des produits chimiques ;
– les canalisations d'assainissement réalisées par préfabrication et marquées NF ;
– les silos.

3.1.3 Différents types d'ouvrages

On distingue :
– les réservoirs à parois planes ;
– les réservoirs à parois circulaires.

Tableau 20 : les différents types de structures de réservoirs

Types	Utilisations	Avantages	Inconvénients
Paroi plane	Réservoirs parallélépipédiques Piscines, etc.	Coffrage plus simple, moins cher Ferraillage quadrillé	Calcul de dalles à chargement trapézoïdal avec conditions d'encastrement variables
Paroi circulaire	Réservoirs cylindriques Coupoles, voûtes, canalisations, etc.	Calcul de révolution plus simple	Coffrage courbe difficile Ferraillage avec espacement variable Calcul délicat des parois minces

3.2 Principales dispositions du fascicule 74 de mars 1998

3.2.1 Classement des ouvrages

L'objectif des utilisateurs de ces ouvrages est, en priorité, l'étanchéité. Il en résulte le classement suivant selon le type de réalisation de l'étanchéité.

Tableau 21 : classes de réservoirs selon le fascicule 74 du CCTG

Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
Ouvrage dont l'étanchéité est assurée par la structure elle-même $fc_{28} \geq 25$ MPa $ft_{28} \geq 2{,}1$ MPa $C > 350$ kg/m^3 Structure BA ou BP avec éventuellement incorporation d'hydrofuge de masse ou de surface.	Ouvrage dont l'étanchéité est assurée par la structure et complétée par un revêtement d'imperméabilisation (écran intérieur adhérent mais ne résistant pas à une fissuration de ce dernier : mortiers hydrauliques, hydrofuges, résines de synthèse non armées).	Ouvrage dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité (les structures n'ayant qu'un rôle mécanique) Exemple : revêtement plastique, élastoplastique appliqué à l'intérieur de la structure et supportant de légères déformations et fissurations du support (membranes, résines armées).	Ouvrage construit à l'aide d'éléments préfabriqués (les dispositions précédentes sont applicables y compris pour le traitement des joints de construction).
Nota : Les fuites ne doivent pas dépasser 500 cm^3 par jour et par mètre carré de paroi mouillée (en dehors des variations de volume liées à l'évaporation) pour les ouvrages de classe A et 250 cm^3 par jour et mètre carré pour les autres. Pour les bassins non enterrés, on considère cette condition remplie si l'on ne constate pas de fuite. Une simple tache n'est pas considérée comme une fuite.			

3.2.2 Contraintes liées au contenu

3.2.2.1 Contrainte d'alimentarité

« Les matériaux et revêtements utilisés pour la construction des ouvrages de traitement ou de distribution d'eau destinée à la consommation humaine ne doivent pas être susceptibles d'altérer la qualité de l'eau contenue. »

Les matériaux utilisés doivent être conformes à l'arrêté du 29 mai 1997 (voir annexe 7 du CCTG). Ils doivent avoir fait l'objet d'essais réalisés dans des laboratoires agréés par le ministère de la Santé.

Les substances entrant dans la composition des matériaux et des revêtements doivent être conformes à la réglementation générale sur « les matériaux au contact des aliments et denrées destinés à l'alimentation humaine ». (Brochure 1227 du *Journal officiel.*)

Les matériaux organiques doivent également faire l'objet d'essais réalisés par les laboratoires agréés et selon le protocole approuvé par le CSHP français. Ce protocole précise en particulier les valeurs suivantes :

– des paramètres organoleptiques et physico-chimiques ;

– des paramètres concernant les substances indésirables et toxiques (métaux lourds, hydrocarbures aromatiques, solvants, etc.) ;

– des paramètres microbiologiques ;

– des concentrations en pesticides et produits apparentés.

3.2.2.2 Contraintes liées à l'agressivité des eaux

Les produits et matériaux ne doivent pas entraîner une altération de la qualité chimique de l'effluent ni être attaqués par le contenu.

Les normes NF EN 206.1 et le fascicule de documentation FD P 18-011 permettent de tenir compte des agressivités ambiantes dans la composition des bétons.

Nous allons préciser les principales prescriptions de la NF EN 206.1 et analyser leurs implications en ce qui concerne le béton des ouvrages de rétention.

► Domaine d'application

La présente norme s'applique au béton destiné aux structures coulées en place, aux structures préfabriquées, aux éléments de structure préfabriqués pour bâtiments et génie civil.

Elle vise le béton fabriqué sur chantier, le béton prêt à l'emploi et le béton fabriqué dans des usines de production de produits préfabriqués (prédalles, poutrelles, poutres, etc.). Elle vise également les bétons lourds et légers. Elle ne vise pas :

– les bétons aérés ;
– les bétons mousse ;
– les bétons caverneux ;
– les bétons légers de masse inférieure à 800 kg/m^3 ;
– les bétons réfractaires.

► Principales définitions

– béton à propriétés spécifiées (BPS) : béton pour lequel les propriétés requises sont spécifiées au producteur ;
– béton à composition prescrite (BCP) : béton pour lequel la composition est spécifiée au producteur ;
– béton à composition prescrite dans une norme (BCPN) : béton dont la composition est définie dans une norme applicable, là où le béton est utilisé.

► Classes d'exposition en fonction des actions dues à l'environnement

Tableau 22 : classes d'exposition

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1. Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes les expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaques chimiques	
	Pour le béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2. Corrosion induite par carbonatation		
Lorsque le béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées est exposé à l'air et à l'humidité, les différentes classes d'exposition sont classifiées ci-après. Note : On entend par condition d'humidité celle du béton recouvrant les armatures ou les pièces métalliques noyées, mais, dans de nombreux cas, cette humidité peut être considérée comme le reflet de l'humidité ambiante. Dans ces cas-là, une classification fondée sur les différents milieux ambiants peut être appropriée ; il peut ne pas en être de même s'il existe une barrière entre le béton et son environnement.		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	Surfaces soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
3. Corrosion induite par les chlorures, ayant une origine autre que marine		
Lorsque le béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées est soumis au contact d'une eau ayant une origine autre que marine, contenant des chlorures, y compris des sels de déverglaçage, les différentes classes d'exposition sont classées comme suit. Note : à propos des conditions d'humidité, voir aussi la section 2 de ce tableau.		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de bétons exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Béton exposé à des eaux industrielles contenant des chlorures

XD3	Alternance d'humidité et de séchage	Éléments de ponts exposés à des projections contenants des chlorures Chaussées Dalles de parc de stationnement de véhicules
4. Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
Lorsque le béton contenant une armature ou des pièces métalliques noyées est soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin, les différentes classes d'exposition sont les suivantes.		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines
5. Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage		
Lorsque le béton est soumis à une attaque significative due à des cycles de gel/dégel alors qu'il est mouillé, les différentes classes d'exposition sont les suivantes.		
XF1	Saturation modérée en eau sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de bétons exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales ou de bétons des ouvrages routiers exposées au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces horizontales de bétons exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage et surfaces de bétons verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel.
6. Attaques chimiques		
Lorsque le béton est exposé aux attaques chimiques, se produisant dans les sols naturels, les eaux de surface, les eaux souterraines, comme indiqué au tableau 23, les classes d'exposition doivent être données ci-après. La classification de l'eau de mer dépend de la localisation géographique, par conséquence la classification valide sur le lieu d'utilisation du béton s'applique. Note : Une étude particulière peut être nécessaire pour déterminer la classe d'exposition adéquate dans les environnements tels que : – n'entrant pas dans le limites du tableau 23 ; – contenant d'autres substances chimiques agressives ; – sol ou eau pollués chimiquement ; – présentant une vitesse d'écoulement de l'eau élevée, en combinaison avec certaines substances chimiques du tableau 23.		

XA1	Environnement à faible agressivité chimique, selon le tableau 23	
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée, selon le tableau 23	
XA3	Environnement à forte agressivité chimique, selon le tableau 23	

Tableau 23 : valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels et eaux souterraines

Les environnements chimiques agressifs classés ci-dessous sont fondés sur des sols et eaux souterraines naturels à une température eau/sol comprise entre 5 °C et 25 °C et où la vitesse d'écoulement de l'eau est suffisamment faible pour être assimilée à des conditions statiques.
Le choix de la classe se fait par rapport à la caractéristique chimique conduisant à l'agression la plus élevée.
Lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives conduisent à une même classe, l'environnement doit être classé dans la classe immédiatement supérieure, sauf si une étude spécifique démontre que ce n'est pas nécessaire.

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Eaux de surfaces et souterraines				
SO_4^{2-} en mg/l	EN 196-2	≤ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≥ 6 000
pH	ISO 4316	≥ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≤ 4,0
CO_2 agressif, en mg/l	prEN 13577:1999	≤ 15 et ≤ 40	> 40 et ≥ 100	> 100 jusqu'à saturation
NH_4^+ en mg/l	ISO 7150-1 ou ISO 7150-2	≤ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≥ 100
Mg^{2+}, en mg/l	ISO 7980	≤ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≥ 3 000	> 3 000 jusqu'à saturation
Sol				
SO_4^{2-} en mg/kg[(a)] total	EN 196-2[(b)]	≥ 2 000 et ≤ 3 000[(c)]	> 3 000[(c)] et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Acidité ml/kg	DIN 4030-2	> 200 Baumann Gully	N'est pas rencontré dans la pratique	

(a) Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10^{-5} m/s peuvent être classés dans une classe inférieure.
(b) La méthode d'essai prescrit l'extraction du SO_4^{2-} à l'acide chlorhydrique ; alternativement il est possible de procéder à cette extraction à l'eau si c'est l'usage sur le lieu d'utilisation du béton
(c) La limite doit être ramenée de 3 000 mg/kg à 2 000 mg/kg, en cas de risque d'accumulation d'ions sulfate dans le béton due à l'alternance de périodes sèches et de périodes humides, ou par remontée capillaire.

Parallèlement, le fascicule de documentation P 18.011 donne les indications suivantes.

Tableau 24 : classification des environnements agressifs

a) Agressivité des solutions en fonction de la concentration en agents agressifs et de leur pH : eaux stagnantes ou à faible courant, climat tempéré, pression normale				
Degré d'agressivité	**A_1**	**A_2**	**A_3**	**A_4**
Agents agressifs	**Concentration en mg/l**			
CO_2 agressif (*)	15 à 30	30 à 60	60 à 100	> 100
SO_4^{--}	250 à 600	600 à 1 500 (1)	1 500 à 6 000	> 6 000
Mg^{++}	100 à 300	300 à 1 500	1 500 à 3 000	> 3 000
NH_4^+	15 à 30	30 à 60	60 à 100	> 100
pH	6,5 à 5,5	5,5 à 4,5	4,5 à 4	< 4
(1) La limite est fixée à 3 000 mg/l pour l'eau de mer.				
b) Cas de l'eau douce				
TAC (**)	1 mé/l	–	–	–
c) Agressivié des sols en fonction de la teneur en SO_4^{--}				
% SO_4^{--} dans le sol sec (***)	0,24-0,6	0,6-1,2	1,2-2,4	> 2,4
mg/l de SO_4^{--} extrait du sol (****)	1 200 à 2 300	2 300 à 3 700	3 700 à 6 700	> 6 700
Niveau de protection	1	2	2	3
(*) CO_2 agressif = excès de CO_2 dissous par rapport au CO_2 nécessaire au maintien en solution des hydrocarbonates de Ca et Mg. (**) TAC : titre alcalimétrique complet (norme NF T 90-035). 1 mé = 5 degrés français = 2,8 degrés allemands. (***) Extraction par HCI à chaud. (****) Extraction par l'eau : rapport eau/sol = 2/1.				

On en déduit la composition des bétons en fonction de la classification précédente à l'aide des tableaux suivants.

Tableau 25 : valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton en fonction de la classe d'exposition

		Classes d'exposition																	
		Aucun risque de corrosion ou d'attaque	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures						Attaque gel/dégel				Environnements chimiquement agressifs		
							Eau de mer			Chlorure autres que l'eau de mer									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3[a] [l]	XF1[b]	XF2[b]	XF3[b] [c]	XF4[b] [c]	XA1	XA2	XA3
	Rapport E_{eff}/liant éq. maximal	–	0,65	Valeurs numériques identiques à XC1[e]	Valeurs numériques identiques à XF1[e]	Valeurs numériques identiques à XF1[e] [f]	Valeurs numériques identiques à XS2	0,55	0,50	Valeurs numériques identiques à XF1[f]	0,55	0,50	0,60	0,55	0,55	0,45	0,55	0,50	0,45
	Classe de résistance minimale	–	C20/25					C30/37	C35/45		C30/37	C35/45	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C40/5
	Teneur minimale en liant éq. (kg/m^3)[d] [e]	150	250[g]					330	350		330	350	280[g]	300	315	340	330	350	385
	Teneur minimale en air (%)	–	–					–	–		–	–	–	4[h]	4[h]	4[h]	–	–	–
Rapport maximal A/(A + C)	Cendres volantes	0,30	0,30					0,15	0,15		0,15	0,15	0,30	0,30	0,30	0,15[i]	0,30[j]	0,30[j]	0,00
	Fumées de silice	0,10	0,10					0,10	0,10		0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	Laitier moulu	0,30	0,30					0,15	0,15		0,15	0,15	0,30	0,30	0,30	0,15	0,30[j]	0,30[j]	0,00
	Addition calcaire	0,25	0,25					0,05	0,05		0,05	0,05	0,25	0,25	0,25	0,05	0,00	0,00	0,00
	Addition siliceuse	0,20	0,20					0,15	0,15		0,15	0,15	0,20	0,20	0,20	0,05	0,00	0,00	0,00
	Nature du ciment	–	–					PM[k]	PM[k]		–	–	–	–	–	(l)	(m)	(m)	(m)

(a) Pour les parcs de stationnement de véhicules, sauf spécification contraire, ne sont concernées que les parties supérieures des dalles et rampes exposées directement aux sels et ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton.

(b) En France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel. Pour les classes XF3 et XF4, les granulats doivent être non gélifs au sens de NF EN 12620.

(c) Pour les classes XF3 et XF4, l'attention du prescripteur du béton est attirée sur le fait que dans le cas d'ouvrage importants, sensibles ou particulièrement exposés, il est souhaitable d'avoir recours à des essais complémentaires (pour l'environnement XF3 : XP P-18-424 ou XP p 18-425, ASTM C457-98… et de plus, pour l'environnement XF4, XP P 18-420) afin de s'assurer de l'adéquation du béton aux performances attendues.

(d) Ces valeurs sont définies pour D_{max} = 20 mni. La quantité de liant équivalent à ajouter (+) ou à déduire (–) en pourcentage de la valeur indiquée, en fonction de la dimension nominale supérieur du plus gros granulat, exprimée en millimètre est D ≤ 12,5 : + 10 % ; D = 14 : + 7,5 % ; D = 16 : + 5 % ; D = 22,4 : – 2,5 % ; D = 25 : – 5 % ; D 31,5 : – 10 %.

(e) En France, les bétons soumis à des environnements correspondant aux classes d'exposition XC2, XC3, XC4, XS1 et XD1 sont assimilés à des bétons correspondant aux classes d'expositions suivantes : XC2 = XC1, XC3 = XF1, XC4 = XF1, XS1 = XS2 et XD1 = XF1.

(f) Ces valeurs pour XC4 sont valables pour un enrobage de 3 mm en attendant les prescriptions de l'eurocode 2. Dans le cas d'enrobage inférieur, le prescripteur devra préciser la valeur du ratio eau efficace/liant équivalent à retenir

(g) Pour le béton précontraint, la valeur est portée à 300 kg/m^3.

(h) Le respect de cette valeur nécessite l'utilisation d'un agent entraîneur d'air. Il est possible de déroger à la teneur minimale en air pour les bétons à haute performance en appliquant les Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel.

(i) Pour l'environnement XF4, l'utilisation de cendres volantes peut induire des difficultés à entraîner de l'air dans le béton. Il est recommandé de n'utiliser dans ce cas que des cendres de catégorie A selon NF EN 450-1 et de renforcer le contrôle de la quantité d'air entraînée.

(j) Cette valeur limite est fixée à 0,15 lorsque la classe d'agressivité résulte de la présence de sulfates (voir tableau 23).

(k) La composition de l'addition (teneur en sulfures, en sulfates, etc.) doit être telle que le liant respecte les exigences de NF P 15-317.

(l) Pour les bétons soumis à l'eau de mer, utiliser un ciment PM. En cas d'utilisation de sels de déverglaçage dont la teneur en sulfate soluble est supérieure ou égale à 3 %, utiliser un ciment PM ou un ciment ES.

(m) Pour le choix du ciment et des additions, se référer à P 18-011. Lorsque la classe d'agressivité résulte de la présence de sulfates, pour la classe XA1, utiliser un ciment PM et la composition du liant doit être telle qu'il respecte les exigences de NF P 15-317 et pour les classes XA2 et XA3, utiliser un ciment ES et la composition du liant doit être telle qu'il respecte les exigences de XP P 15-319.

Tableau 26 : valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton des produits en béton préfabriqués en usine en fonction de la classe d'exposition

	En 206-1	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2[a]	XS3[a]	XD1	XD2	XD3[b]	XF1[f]	XF2[f]	XF3[f]	XF4[f] [g]	XA1[h]	XA2[h]	XA3[h]
	Rapport E_{eff}/liant éq.[c] maximal		0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,40	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
	Classe de résistance minimale	C20/25[d]	C25/30[d] C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50	C40/50	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50
	Absorption d'eau[e] maximale (%)		7	6	6	5	6	6	4	6	5	5	6	5[i]	5[i]	4[i]	5	5	4
	Teneur minimale en air (%)[k]													4[j]	4[j]	4[j]			
	Essai(s) de performances[k]												XP P 18-425	XP P 18-425 et XP P 18-420	XP P 18-425 (ou XP P 18-424)	XP P 18-425 (ou XP P 18-424 et XP P 18-420)			
Rapport maximal A/(A+C)	Cendres volantes	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,15	0,15	0,15	0,30	0,15	0,15	0,30	0,30	0,30	0,15[l]	0,30[m]	0,30[m]	0,00
	Fumées de silice	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	Laitier moulu	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,15	0,15	0,15	0,30	0,15	0,15	0,30	0,30	0,30	0,15	0,30[m]	0,30[m]	0,00
	Addition calcaire	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,05	0,05	0,05	0,25	0,05	0,05	0,25	0,25	0,25	0,05	0,00	0,00	0,00
	Addition siliceuse	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,20	0,20	0,20	0,05	0,00	0,00	0,00

(a) Utiliser un ciment PM. La composition de l'addition (teneur en sulfures, en sulfates…) doit être telle que le liant respecte les exigences de NF P 15-317.

(b) Pour les parcs de stationnement de véhicules, sauf spécification contraire, ne sont concernées que les parties supérieures des dalles et rampes exposées directement aux sels et ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton.

(c) Exigence applicable à la charge telle que définie en 3.1.20.

(d) Pour les bétons non précontraints.

(e) Absorption d'eau mesurée selon le mode opératoire défini dans l'annexe G de NF EN 13369. Pour les fréquences de contrôle des absorptions d'eau, se référer à la norme NF EN 13369.

(f) En France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel. Pour les classes XF3 et XF4, les granulats doivent être non gélifs au sens de NF EN 12620. Pour les classes XF3 et XF4, l'attention du prescripteur du béton est attirée sur le fait que dans le cas d'ouvrage importants, sensibles ou particulièrement exposés, il est souhaitable d'avoir recours à des essais complémentaires (pour l'environnement XF3 : XP P-18-424 ou XP P 18-425, ASTM C457-98…, et de plus, pour l'environnement XF4, XP P 18-420) afin de s'assurer de l'adéquation du béton aux performances attendues.

(g) Pour les bétons soumis à l'eau de mer, utiliser un ciment PM.

(h) Pour le choix du ciment et des additions, se référer à P 18-011. Lorsque la classe d'agressivité résulte de la présence de sulfates, pour la classe XA1, utiliser un ciment PM et la composition du liant doit être telle qu'il respecte les exigences de NF P 15-317 et pour les classes XA2 et XA3, utiliser un ciment ES ; la composition du liant doit être telle qu'il respecte les exigences de XP P 15-319.

(i) Pour les classes XF2 , XF3 et XF4, l'exigence sur l'absorption d'eau maximale est retenue uniquement lorsque le béton doit respecter les seuils associés aux essais de performance (XP P 18-424, XP P 18-425, XP P 18-420) et qu'il est réalisé sans agent entraîneur d'air. Lorsque le béton est réalisé avec un agent entraîneur d'air, il n'y a pas d'exigence sur l'absorption d'eau maximale, compte tenu du fait qu'une teneur en air élevée peut conduire à une absorption d'eau plus importante.

(j) Le respect de cette valeur nécessite l'utilisation d'un agent entraîneur d'air. Il est possible de déroger à la teneur minimale en air en utilisant les essais de performance (XP P 18-424 ou XP P 18-425 ou XP P 18-420) et les seuils correspondant (allongement relatif, fréquence de résonance, perte de matière) définie dans les Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel.

(k) Pour la résistance au gel avec ou sans sels de déverglaçage (classes XF1, XF2, XF3 et XF4), l'utilisation des essais de performance (XP P 18-424 ou XP P 14-425, XP P 18-420 le cas échéant) et le respect des seuils associés à ces essais peuvent se substituer aux obligations concernant la teneur minimale en air (pour les classes XF2, XF3 et XF4) ou aux obligations concernant l'absorption d'eau maximale (pour la classe XF1).

(l) Pour l'environnement XF4, l'utilisation de cendres volantes peut induire des difficultés à entraîner de l'air dans le béton. Il est recommandé de n'utiliser dans ce cas que des cendres de catégorie A selon NF EN 450-1 et de renforcer le contrôle de la quantité d'air entraînée.

(m) Cette valeur limite est fixée à 0,15 lorsque la classe d'agressivité résulte de la présence de sulfates (voir tableau 23).

► Caractéristiques des produits améliorant l'imperméabilité de masse du béton

– les adjuvants plastifiant réducteurs d'eau. Selon la NF P 18.336, ils permettent une réduction du dosage en eau, et à dosage constant en eau une augmentation de l'affaissement au cône d'Abrams. Ils agissent en défloculant les grains de ciment, les fines et les ultrafines, et contribuent donc à augmenter la compacité du béton. Exemples : sel de calcium ou de sodium d'acide lignosulfonique (dosage moyen 0,15 % d'extrait sec par rapport à la masse du ciment) ou glucose, sirop de maïs (dosage moyen 0,04 %).

– les adjuvants super plastifiant haut réducteurs d'eau. Par rapport aux précédents, il y a un changement d'ordre dans les dosages et les effets. Il s'agit de polymères de synthèse qui peuvent être utilisés à des dosages dix fois plus élevés avant de provoquer des effets secondaires (retard de prise, entraînement d'air). Exemples : sel de sodium ou de calcium de polynaphtalène sulfoné, sel de sodium de polymélamine sulfoné, copolymère acrylate ester, lignosulfate. Ils permettent d'améliorer la compacité du béton.

– les entraîneurs d'air. Selon la NF P 18.338, leur rôle est de stabiliser les bulles d'air créées par le malaxage des bétons. Ce sont des produits tensioactifs qui tapissent les parois des bulles (sorte de membrane qui individualise la bulle). Ils améliorent la rhéologie du béton. Exemples : alkyl sulfate et phénol-éthoxylate.

– les accélérateurs et retardateurs de prise. Selon la NF P 18.334, ce sont principalement des sels minéraux. Ils n'ont pas d'action directe sur la perméabilité du béton ;

– les hydrofuges de masse. Selon la NF P 18.334, ils s'ajoutent sous forme solide ou liquide à l'eau de gâchage. Ils bouchent les pores du béton et diminuent ainsi l'absorption capillaire. Exemple : stéréates solubles qui forment, avec la chaux, des stéréates de calcium insolubles qui obstruent les réseaux capillaires. Ils n'ont pas d'influence directe sur la compacité du béton.

– les ultrafines. Elles participent à l'amélioration de la compacité du béton par réorganisation moléculaire des grains.

Remarque

La mise en œuvre de plastifiant permettant d'améliorer la compacité du béton et ses caractéristiques mécaniques reste la solution la plus efficace pour augmenter l'imperméabilisation du béton.

► Illustration des éléments précédents

Fig. 81 : influence du dosage en eau sur la compacité du béton

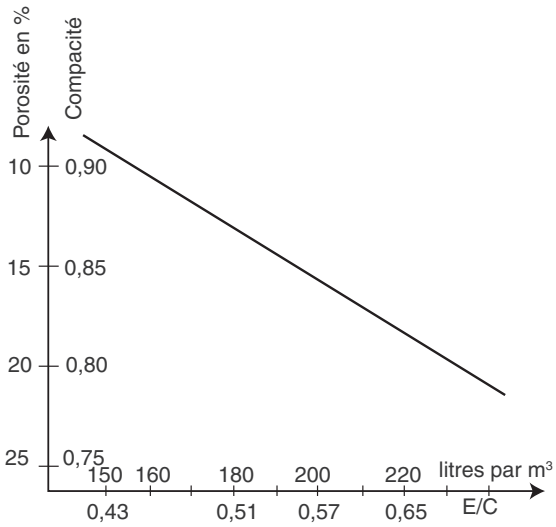
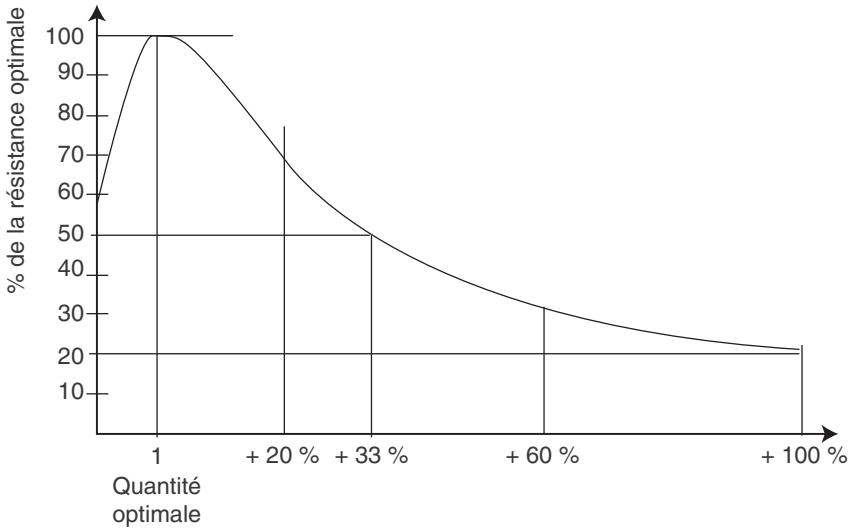


Fig. 82 : incidence de la modification du dosage en eau d'un béton par rapport à la quantité optimale, sur la résistance en pourcent



► Application à la composition du béton pour les caractéristiques de l'effluent défini en page X (partie 1 « Les études préalables »)

La teneur en ions $NH\,4^+$ (107 mg/l) conduit à la classe XA3, ce qui implique pour du béton prêt à l'emploi la composition suivante (tableau NA.F.1) :
– rapport E_{eff}/liant éq. ≤ 0,45 ;
– classe de résistance C40/50 ;
– dosage en liant équivalent 385 kg/m^3 ;
– fumées de silice seules autorisées ;
– ciment du type PM.ES.

► Les différentes techniques d'étanchéité des ouvrages hydrauliques

• Ouvrages avec imperméabilisation de surface

Principe

Il s'agit de produit d'imprégnation mis en œuvre lorsque le béton de la structure a effectué la majeure partie de son retrait. L'imprégnation reste en surface, la pénétration est fonction de la porosité du béton et de la nature du produit. Le principe est identique à celui des hydrofuges de masse pour certains produits, à savoir la formation de cristaux insolubles qui obstruent le système capillaire, pour d'autres produits, il s'agit de polymères s'appliquant au rouleau sur le béton durci (principalement à base de silicone).

La première catégorie de produit agissant sur la chaux du ciment, leur action est bonne pour des bétons à base de CPA ou de CPJ, par contre ils sont peu actifs sur des bétons de CHF, CLK ou CLC. On peut cependant considérer l'action de cristallisation suffisante pour donner effet d'imperméabilisation.

Ces produits doivent faire l'objet d'un avis technique ou d'un cahier des charges approuvé par un contrôleur technique.

Conditions de mise en œuvre

Vérification de la qualité du support :
– en fonction des prescriptions du cahier des charges approuvées ;
– absence de fissures ou traitement de ces dernières ;
– présence de joints de structure.

Préparation du support :
– vérification de l'absence d'huile de décoffrage ;
– suppression de la laitance de surface pour une meilleure adhérence au support.

Application du produit :
– par pulvérisation jusqu'à saturation ;
– par dépôt à l'aide d'un rouleau ou d'une brosse ;
– par injection sous pression.

Exemples
– système Trifondex de Trixa ;
– système Etandex.

• Ouvrages avec revêtement d'imperméabilisation à base de liants hydrauliques

Principe

Il s'agit de mortier de ciment adjuvanté. On incorpore au ciment des résines ou des hydrofuges qui permettent de s'opposer au passage de l'eau sous pression. Ils peuvent être mis en œuvre sur support humide et s'affranchissent des inégalités du support. Ils ne tolèrent pas la fissuration.

Les adjuvants sont de la famille des hydrofuges de masse ou des résines thermoplastiques (résines miscibles).

On distingue :
– les revêtements épais ($e > 25$ mm) généralement confectionnés sur le chantier ;
– les revêtements minces ($4 \text{ mm} < e < 25 \text{ mm}$) prêts à l'emploi ;
– les revêtements pelliculaires.

Ces revêtements peuvent être renforcés par des armatures polyester. Ils doivent faire l'objet d'un cahier des charges visé par un contrôleur technique.

Conditions de mise en œuvre

Vérification de la qualité du support :
– compatibilité avec les exigences du procédé ;
– traitement des joints et fissures selon le cahier des charges ;
– planéité : 7 mm sous la règle de 2 m ;
– traitement des arêtes (cassage des angles vifs), rendu rugueux de la paroi.

Application du produit :
– en 2 couches pour les revêtements épais avec une couche d'accrochage sur les parois verticales ;
– en 1 couche d'accrochage et 1 couche d'imperméabilisation pour les revêtements minces.

Exemple

Cuvelage Sikatop de chez Sika.

• Ouvrages avec revêtement d'imperméabilisation à base de polymères de synthèse

Principe

Il s'agit principalement :
– de polymères thermodurcissables tels que résines époxydiques, polyuréthane, polyester, époxy-uréthane, brai-époxy… ;

– de polymères thermoplastiques vinyliques.

Il convient de prendre garde à ce que la formulation prenne en compte les effets de la température.

Certains produits semi-épais peuvent être armés. Ils peuvent admettre une certaine fissuration du support mais restent sensibles aux agressions mécaniques.

Après préparation du support, le mélange est passé en deux couches minimum. Une attention particulière sera prêtée à la siccité du support de façon à assurer une bonne adhérence du produit sur le béton (essais à prévoir avant pose).

- **Ouvrages avec revêtement d'étanchéité à base de membrane**

Principe

Ces éléments se présentent sous la forme :

– de feuilles bitumineuses ; liant bitume autour d'une armature en fibre non tissée. Ces feuilles sont livrées en lés et peuvent être recouvertes de films plastiques ou aluminium ;

– de membranes à base de hauts polymères ; feuilles souples réalisées avec des résines telles que le PVC plastifié, le PVC-EVA l'EPDM, le butyl… avec incorporation d'adjuvants (stabilisants, pigments, etc.).

Conditions de mise en œuvre

Vérification de la qualité du support : voir § précédent.

Application du produit :

– pour les feuilles bitumineuses, collage à froid ou soudure. La pose se fait en une ou deux couches décalées. Elles sont mises en œuvre soit en adhérence au support soit en indépendance ;

– pour les membranes, l'assemblage est réalisé par soudure ; la pose se fait en adhérence par collage à froid par bandes ou en plein (selon avis technique du procédé).

Tableau 27 : critères de choix de la technique d'étanchéité

Nature du traitement ou du revêtement Exigences de l'utilisateur		Ouvrage étanche dans la masse de surface	Traitement d'imperméabilisation	Revêtement d'imperméabilisation à base de liants hydrauliques	Revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité à base de résines synthétiques	Revêtement d'étanchéité à base de membranes
Classe d'étanchéité		Dépend de la conception de l'ouvrage. Résultat très lié à la qualité du béton, aux dispositions constructives et à l'exécution	Complément d'imperméabilisation total ou partiel. Améliore l'imperméabilité de l'ouvrage étanche dans la masse	Sans problème autre que la qualité du support	Dépend essentiellement du choix du procédé et de la qualité de son application en fonction du support	Dépend essentiellement du choix du procédé et de la qualité de son application en fonction du support
A-B-C-D		A-B-D	A-B	B-D	B-C-D	C-D
Compatibilité chimique et biologique	Eaux potables (alimentaires)	Bon après lavage	À justifier	À justifier à cause de certains additifs	À justifier	À justifier
	Eaux usées	Dépend du choix du ciment. Peut nécessiter un revêtement	À justifier en fonction des exigences	La composition du revêtement peut être adaptée aux sollicitation par adjonction d'additif approprié	Bonne – Vérifier les sollicitations chimiques	Choix du produit en fonction des sollicitations
	Eaux peu minéralisées, minéralisées ou peu agressives	Nécessité d'un revêtement ou ciment spécial	À justifier en fonction des exigences	Insuffisant sauf justification	Bonne	Bonne
	Eaux chimiquement agressives	Nécessité d'un revêtement ou ciment spécial	À justifier en fonction des exigences	Insuffisant – Protection complémentaire généralement nécessaire	Bonne. À vérifier selon la sollicitation chimique	Choix du produit en fonction des sollicitation
Résistance aux sollicitations mécaniques et physico-chimiques	Adhérence au support		Bonne (procédé d'imprégnation)	Bonne avec préparation de surface	Bonne avec préparation de surface et primérisation éventuelle	Sans objet pour les systèmes non adhérents Les autres nécessitent un support sec
	Résistance à la fissuration	Dépend des règles de calcul avec $\alpha = 240$	Permet de traiter certaines micro-fissurations	Permet de recouvrir des micro-fissurations < 0,1 mm. Les revêtements pelliculaires armés et à bas peuvent résister à des fissurations plus importantes	Certaines résines peuvent absorber une fissuration quand l'épaisseur est suffisante	Très bonne
	Résistance à la sous-pression	Voir DTU 14.1 avec $\alpha = 240$	À justifier	Bonne	Liée à la réalisation d'une bonne adhérence	Nécessite un contre-cuvelage

Résistance aux sollicitations mécaniques et physico-chimiques (suite)	Résistance à l'usure	Bonne tenue dans le cas général – Traitement de surface pour sollicitations répétées	Améliore la résistance	Bonne et ajustable aux degrés de sollicitations	Convenable avec adhérence et épaisseur adaptée et choix du produit en fonction de la sollicitation	Nécessite une protection
	Résistance aux UV	Bonne	Bonne	Bonne	Formulations spéciales pour résistances aux UV (Essai)	Formulations spéciales pour résistance aux UV
	Résistance à la corrosion des aciers	Risques de corrosion des aciers (par défaut d'enrobage et fissuration)	Pas d'action	Améliore la protection des aciers contre la corrosion	Agit commune une barrière anti-corrosion	Agit comme une barrière anti-corrosion
Comportement Faisabilité	Aptitude à la mise en œuvre	Entreprises qualifiées TP N° 52	Facile mais mise en œuvre précise à respecter	Entreprises quaifiées Nomenclature d'identification TP N° 52	Entreprise qualifiées Mise en œuvre délicate	Entreprises qualifiées Mise en œuvre difficile et nécessairement soignée
	Aptitude à l'entretien	Facile et bonne, le parement est lisse	Bonne	Facile et bonne si le parement est lisse	Bonne mais précautions à observer	Précautions à observer
	Aptitude à la réparation	Facilement réparable mais la réparation peut être longue	Bonne	Facilement réparable	Délicate	De facile (membranes bitumineuses) à délicat (PVC) dans la mesure où le défaut est localisé
	Durabilité Fiabilité	Bonne	Améliore la durabilité	Très bonne	Liée à l'épaisseur du produit	Bonne
Principaux avantages et limites d'utilisation		Solution la plus classique, qui nécessite parfois des traitments complémentaires	Simplicité de mise en œuvre très adaptée aux compléments d'imperméabilisation partiels Limité par les problèmes de fissuration	Systèmes ayant fait leurs preuves et fiables de par le principe d'imperméabilisation basé sur une perte de charge Nécessite un traitement des fissures	Possibilités des couleurs et grandes possibilités de protections chimiques. Il peut y avoir risque de cloquages résultant d'une mauvaise adéquation du support et de l'épaisseur	Permet de résister à la fissuration de toute nature et permet d'étancher des structure défaillantes. Dans les systèmes indépendants, la localisation d'une fuite éventuelle est très difficile, voire impossible si protection lourde

3.2.3 Actions à prendre en compte

Tableau 28 : actions à prendre en compte

Actions	Nature	Valeur	Commentaire
Actions permanentes	Poids propre du génie civil	Selon NFP 06-001	
	Poids propre des équipements	Selon les spécifications des fabricants	
	Poids des superstructures	Selon NFP 06-001	
	Le retrait	Selon BAEL ou BPEL 99	
	La précontrainte	Selon BPEL 99	
	Le poids et la poussée des terres		Actions favorables nulles
	Le poids et la pression de l'eau extérieure		Niveau des basses eaux
	Les déplacements imposés (par exemple, les tassements différentiels)		
Actions Variables	Poids et pression du liquide contenu	Eau des ouvrages de décantation : $\rho = 1\ 010$ daN/m^3 Eau relevage, prétraitement, épaississeur : $\rho = 1\ 050$ daN/m^3 Eau des digesteurs : $\rho = 1\ 100$ daN/m^3	
	Les charges de neige et de vent	Selon NV 65 modifiée 99 et N 84 modifiées 2000	Pour les réservoirs sur-élevés, le site n'est jamais protégé
	Les charges d'exploitation	Selon les pièces du marché	
	Les charges d'entretien	2 kN/m^2 : planchers, passerelles 1 kN/m^2 : couverture	
	Les variations des hauteurs de nappe	Différence entre PHE et PBE	Crue décennale
	Les charges sur terre-plein	Selon le CCTP	Parking, stockage…
	Charges éventuelles en phase de construction		
	Les variations de température	Tmax et Tmini selon CCTP	On retient Ti – Te = +/–20

	Le gradient thermique à travers la paroi Le gradient thermique entre deux faces opposées de l'ouvrage dû à un ensoleillement différent.		
Actions accidentelles	Le séisme Les chocs, les avalanches	Règles PS 92 Selon les prescriptions du CCTP	

3.2.4 Ouvrages en béton armé

3.2.4.1 Combinaison d'action

Tableau 29 : combinaison des actions

ÉTAT LIMITE	COMBINAISON D'ACTION
État limite d'équilibre statique (vérification du soulèvement)	G + 1,05 Q G = poids propre à vide de l'ouvrage Q = action de l'eau extérieure
État limite ultime : combinaison fondamentale	1,35 G + 1,5(Q + Ψ_oT) + W' (et/ou Sn) 1,35 G + W' (et/ou Sn) + 1,3 (Q + Ψ_o T) 1.5 G + 1,5W' (et/ou Sn) + 1,3 Ψ_oT
État limite ultime : combinaison accidentelle	G + Q + Fa + 0,6 T
État limite de service	G + Q + T G + W (et/ou Sn) + 0,6 T

avec :

– G = charges permanentes ;
– Q = charges variables autres que vent, neige, température ;
– Fa = charges accidentelles ;
– T = température ;
– Sn = neige normale ;
– W = vent des règles NV65 (vent normal) ;
– W' = 1,2 × vent normal ;
– Ψ_0 = 0,6.

3.2.4.2 Cas particulier : effet de la température à l'ELS

Objet : définir les sollicitations dues aux déformations imposées par les variations de température et par le gradient thermique.

Dispositions constructives courantes :

– réalisation des joints de dilatation (voir BAEL) ;

– désolidarisation paroi-ceinture de coupole ou paroi-dalle de couverture.

Gradient thermique entre les deux faces de la paroi :

– T_e = température extérieure ;

– T_i = température intérieure (liquide) ;

– Δ_t = gradient thermique = (Te – Ti) ;

– λ_b = coefficient de conduction du béton = 1,75 W/m°C ;

– $1/h_i$ = résistance surfacique de la paroi contre l'eau = 0,005 m^2°C/W ;

– $1/h_e$ = résistance surfacique de la paroi extérieure contre l'air = 0,06 m^2°C/W ;

– e = épaisseur de la paroi.

► coefficient de transmission thermique utile $C_{to} = 1/(1/hi + 1/he + e/\lambda b)$;

► gradient thermique $\Delta t = te - ti = (Te - Ti)\ C_{to}\ (e/\lambda b)$;

► moment créé par le gradient thermique) : $\boxed{Mt = \alpha \Delta t\ (EI/e)}$ par ml de hauteur et de largeur.

3.2.4.3 Justifications des sections (selon le BAEL 99)

Ouvrages de la classe A, B ou C (en contact direct ou indirect avec le liquide, avec étanchéité adhérente à l'ELS).

Tableau 30 : justification des sections

Type d'éléments de structure	Conditions de la justification
Éléments de structure comportant des sections entièrement tendues ou des armatures proches des parois mouillées (des sections partiellement tendues) ou des armatures proches des parois mouillées (des sections entièrement tendues)	$\sigma s < \alpha(\eta\ f_{t28}/\Phi)^{0,5} + \beta\eta$ (limite de traction des armatures) $\sigma s < 90(\eta\ f_{t28})^{0,5}$ $\sigma s < 0,5\ f_e$ avec : α = 240 (sauf résultats d'essais agréés par un laboratoire) Φ = diamètre des armatures (mm) f_{t28} = résistance caractéristique à la traction du béton (MPa) β = 0 pour les ouvrages au bord de mer ou à proximité de la mer (< 5 km) ainsi que pour les parties enterrées d'ouvrage lorsque l'eau est saumâtre ou agressive (cuve à vin, fosse à lisier…) β = 30 pour les autres cas de contact permanent avec l'eau ou en atmosphère saturée η = coefficient de fissuration de l'armature

Tableau 31 : dispositions minimales

Types d'éléments de structure	Disposition minimale à respecter
Parois : épaisseur minimale	0,15 m en classe A 0,12 m en classe B et C 0,15 m pour les ouvrages réalisés en coffrage glissant
Parois : disposition des armatures	2 nappes si l'épaisseur est supérieure à 0,15 m 1 nappe sinon Pour les ouvrages circulaires à axe vertical, la nappe intérieure ne comprend pas plus de la moitié des armatures totales horizontales. Le diamètre des armatures est supérieur à 8 mm et inférieur à l'épaisseur divisée par 10. Pour les parois en contact avec du liquide, l'espacement des armatures est inférieur à 0,20 m et à 1,5 fois l'épaisseur.
Parois : recouvrement des aciers dans une même section	Le pourcentage des barres en recouvrement dans une même section doit être inférieur à : – 1/3 pour les sections tendues avec M/N < 0,5 ho ; – 1/2 dans les autres cas.
Parois : enrobage des armatures	– 5 cm si brouillard salin, embruns, eau de mer ; – 3 cm si les parements sont exposés aux intempéries, au contact avec un liquide, à la condensation, fonction de l'agressivité du milieu (voir paragraphe précédent).
Parois : sections d'acier minimum (condition de non-fragilité)	As > 0,23 f_{t28}/fe en flexion simple As > 0,23 f_{t28}/fe – N/3hofe en flexion composée As > f_{t28}/fe en traction simple De plus : As > 0,125 % section de béton (pour les aciers HA) As > 0,20 % section de béton (pour les aciers lisses) As < 2 % section béton
Radiers et fonds de réservoirs reposant directement sur le sol	En complément des dispositions précédentes, on a : • épaisseur du radier supérieure à 0,10 m ; • recouvrement des aciers en totalité dans la même section si As est déterminé par la condition de non-fragilité. – Pour les radiers monolithes et solidaires des parois : • As > 0,25 % bd (pour les aciers HA) ; • As > 0,40 % bd (pour les aciers lisses). – Pour les radiers désolidarisés des parois (type dallage) : • As > 0,75 µgl/fe (équilibre de l'effet du retrait) ; • g = poids propre du radier par unité de surface ; • l = longueur entre joints ; • µ = coefficient de frottement sol-béton (µ = 1,5 en général, µ = 0,2 si film).

3.2.5 Ouvrages en béton précontraint

3.2.5.1 Combinaison d'action

Tableau 32 : combinaison des actions

État limite	Combinaison d'action
État limite d'équilibre statique (vérification du soulèvement)	G + 1,05 Q G = poids propre à vide de l'ouvrage Q = action de l'eau extérieure
État limite ultime : combinaison fondamentale	1,35 G + P_m + 1,5 (Q + ψ_oT) + W' (et/ou S_n) 1,35 G + P_m +1,5W' (et/ou S_n) + 1,3 (Q + ψ_oT)
État limite ultime : combinaison accidentelle	G + Q + P_m + 0,6 T + Fa
État limite de service	G + Q + P_d + T (P_d = P1 ou P2) G + Q + P_d + 0,6 T + W' (et/ou S_n) G + P_d + Q + T G + P_d

Avec :

– G = charges permanentes ;
– Q = charges variables autres que vent, neige, température ;
– Fa = charges accidentelles ;
– T = température ;
– Sn = neige normale ;
– W = vent des règles NV65 (vent normal) ;
– W' = 1,2 × vent normal ;
– ψ_0 = 0,6 ;
– Pm = valeur moyenne de la précontrainte ;
– P1 ou P2 = valeur maximale ou minimale de la précontrainte.

3.2.5.2 Justification des sections (selon le BPEL 99)

On applique le BPEL avec les aménagements suivants :

Tableau 33 : justification des sections

Classe d'étanchéité	Combinaison d'actions	Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage	Contrainte limite e traction ailleurs
A, B, C avec revêtement adhérent	Combinaison rare	f_{t28}	1,10 f_{t28}
C autre que ci-dessus	Combinaison rare	Pas de limite	Pas de limite
A, B, C avec revêtement non adhérent	Combinaison fréquente	0 du côté mouillé de la paroi f_{t28} ailleurs	f_{t28}
C autre que ci-dessus	Combinaison fréquente	f_{t28}	1,5 f_{t28}

La contrainte de compression du béton à l'ELS est limitée à 0,6 fc_{28}.

La justification à l'ELU est faite selon les règles BPEL.

3.2.5.3 Dispositions constructives

Tableau 34 : dispositions minimales

Enrobage des aciers	Il doit être supérieur : – au diamètre de la gaine ; – à 4 cm (ou 5 cm en atmosphère agressive) ; et inférieur à 8 cm.
Armatures minimales verticales passives	As > 0,25 % de la section du béton. As > 1/4 de la section des cercles. L'espacement doit être inférieur à 0,20 m.
Réservoirs circulaires à précontrainte interne	L'axe des câbles doit être situé dans le tiers extérieur de la paroi. Prévoir 4 nervures d'ancrages minimum équidistantes sinon il conviendra de vérifier l'ovalisation de l'ouvrage.

3.2.6 Dispositions particulières applicables aux fondations

Les dispositions applicables sont celles du fascicule 62, titre V du CCTG, avec les prescriptions particulières suivantes.

Pour les fondations superficielles des réservoirs surélevés, à l'ELU, l'excentricité de la résultante des charges au niveau du sol doit être inférieure à deux fois la limite du noyau central.

L'excentricité de la résultante est provoquée par l'action du vent, l'action des tassements différentiels, le gradient thermique.

La condition de non-glissement de la semelle est donnée par la formule :

$Hu < Vu\ tg\varphi\ /1{,}2 + CA/1{,}5$

(avec Hu et Vu : composantes horizontales et verticales des sollicitations, C la cohésion du sol, φ l'angle de frottement interne, A l'aire de contact avec le sol).

Pour les fondations profondes des réservoirs surélevés, ainsi que pour les ouvrages au contact du sol soumis à d'autres efforts que ceux de compression, les pieux doivent être armés au pourcentage minimum suivant :

– pour des diamètres de pieux supérieurs à 0,80 m, As > 0,25 % de la section béton et 25 cm^2 ;

– pour des diamètres de pieux inférieurs à 0,80 m, As > 0,5 % de la section béton.

3.2.7 Dispositions particulières applicables aux réservoirs surélevés

C'est le cas en particuliers des réservoirs sur tour.

Tableau 35 : dispositions applicables aux réservoirs sur tour

<table>
<tr><td>Imperfection d'ensemble à prendre en compte pour le calcul de l'excentricité</td><td colspan="3">1/200° de radian</td></tr>
<tr><td>Calcul en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable</td><td colspan="3">Selon les prescriptions du CCTP</td></tr>
<tr><td>Vérification de la contrainte Compression du béton à l'ELS</td><td colspan="3">$\sigma_b < ((ho +0.55)/3)\ f_{c28}$ (MPa)
$\sigma_b < ((130/D)f_{c28})^{0,33}$ (MPa)
h_o = épaisseur de la paroi
D = diamètre de la tour</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Vérification du mouvement d'ovalisation du au vent</td><td colspan="3">$M = Kq\ \delta D^2$
D = diamètre moyen de la tour
q = pression du vent (NV65)
δ = coeff. de dimension (NV65)
K = coeff. numérique
γ_o = coeff. de forme (NV65)</td></tr>
<tr><td>Valeur de K</td><td>γo = 1</td><td>γo = 1,3</td></tr>
<tr><td>Fibres extérieures
tendues intérieures</td><td>0,053
0,061</td><td>0,064
0,071</td></tr>
<tr><td colspan="3">Nota : il existe souvent à l'intérieur des tours supports des réservoirs des plateformes permettant l'accès en partie supérieure. Ces raidissements constituent des diaphragmes horizontaux capables d'empêcher localement la déformation du fût.</td></tr>
<tr><td>Coffrage</td><td colspan="3">Épaisseur ho > 0,12 m coffrage ordinaire
ho > 0,15 m coffrage glissant</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ferraillage</td><td>As/bd</td><td>Sens vertical</td><td>Sens horizontal</td></tr>
<tr><td>Minimum
Maximum</td><td>0,25 %
2,00 %</td><td>0,25 %
1,25 %</td></tr>
<tr><td>∅ et espacement des armatures</td><td colspan="3">Voir règles BAEL 99 selon le type de fissuration</td></tr>
<tr><td>Poteaux</td><td colspan="3">Les poteaux extérieurs sont à calculer en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.</td></tr>
</table>

3.2.8 Dispositions particulières aux coupoles

Tableau 36 : dispositions minimales applicables aux coupoles

Éléments d'appréciation	Coupole de converture	Coupole de fond de réservoir
Flèche	F ≥ D/10	F ≥ D/8
Épaisseur de la paroi	Ho ≥ 8 cm	Ho ≥ 15 cm
Contrainte de compression du béton à l'ELS	$\sigma_b < (ho+0.55)\ f_{c28}/3$ et $\sigma_b < 100ho/R(f_{c28})$ (R = rayon de courbure de la coupole)	
Armatures : – pourcentage mini – espacement maxi – diamètre maxi – disposition	 As/bd > 0,20% S < 0,20 m Φ < ho/10 En 2 lits si ho ≥ 15 cm	 As/bd > 0,30 % S < 0,20 m Φ < ho/10 En 2 lits si ho ≥ 15 cm

3.2.9 Application aux ouvrages circulaires et parallélépipédiques

De façon générale, la poussée de l'eau sur les parois d'un réservoir est assimilable à une charge triangulaire répartie sur la hauteur de ces dernières. La poussée sera nulle en partie haute de la paroi et maximale à sa base.

Le résultat est une charge ponctuelle située au tiers de la hauteur.

Il en résulte que le comportement d'un ouvrage circulaire et celui d'un ouvrage parallélépipédique sont totalement différents.

Sur un ouvrage circulaire, la poussée de l'eau aura tendance à solliciter les parois de telle façon que ces dernières résistent par tranches horizontales. Les armatures actives seront donc disposées horizontalement et réparties éventuellement sur les deux faces de la paroi conformément à ce qui a été vu précédemment.

L'ouvrage parallélépipédique, de par sa forme géométrique, aura un comportement différent. La paroi devra résister au « basculement » provoqué par la poussée de l'eau, et donc venir « s'encastrer » sur le radier (comme un mur de soutènement des terres).

Les armatures seront donc verticales et disposées, dans le cas de réservoir ouvert, sur la paroi mouillée du réservoir.

3.3 Application de l'eurocode 2 partie 3 (Silos et réservoirs) : calcul des structures en béton

3.3.1 Domaine d'application

La partie 3 de l'eurocode 2 (EC 2) s'applique au calcul des structures en béton armé, faiblement armé ou non armé, aux structures en béton précontraint retenant des liquides (réservoirs) ou stockant des matériaux pulvérulents (silos). Cette partie ne constitue que la partie additionnelle aux règles de calcul générales de l'EC 2, partie 1.

Elle ne vise pas, en revanche, les structures suivantes :

– celles destinées au stockage de matériaux à très basse ou très haute température (au-delà de – 40 °C et de + 200 °C) ;
– celles destinées au stockage des matières dangereuses ;
– celles sous pression d'air ;
– celles flottantes ;
– les grands barrages ;
– celles étanches au gaz.

3.3.2 Références normatives

La partie 3 de l'EC 2 n'est applicable que si les bases eurocodes suivantes sont prises en compte :

– EN 1990 (EC 0) : bases de calcul des structures ;
– EN 1991.1.5 (EC 1) : actions sur les structures : partie 1.5 actions thermiques ;
– EN 1991.4 (EC 1) : actions sur les structures : partie 4 silos et réservoirs ;
– EN 1992.1.1 (EC 2) : calcul des structures en béton : partie 1.1 règles générales ;
– EN 1997 (EC 7) : calcul géotechnique ;
– EN 1998 (EC 8) : calcul parasismique.

3.3.3 Bases de calcul : comparaison EC 2 et fascicule 74

Par rapport au fascicule 74 du CCTG, l'EC 2 fait apparaître des exigences de durabilité. Il convient donc, préalablement à la conception des ouvrages, de définir :

– leur durée de vie (classe structurale S) ;
– leurs conditions de service (usure mécanique, attaques physiques, attaques chimiques entre le béton et le milieu).

Les dispositions relatives au mode de calcul des réservoirs du fascicule 74, à savoir la maîtrise de la fissuration des zones tendues du béton par la limitation de la contrainte de traction des aciers (fissuration très préjudiciable) et la limitation de la contrainte de traction du béton, ainsi que le classement en quatre catégories (A, B, C, D) des réservoirs sont remplacées dans l'EC 2 par les dispositions suivantes.

3.3.3.1 Classification de l'étanchéité

Tableau 37 : classification des ouvrages

Classe d'étanchéité	Exigences en matière de fuite
0	Un certain débit de fuite admissible, ou fuite de liquides sans conséquence.
1	Fuites limitées à une faible quantité. Quelques taches ou plaques d'humidité en surface admises.
2	Fuites minimales. Aspect non altéré par des taches.
3	Aucune fuite admise.

Il résulte de ce tableau un choix des valeurs limites de fissuration préconisée dans la partie 1 de l'EC 2, par exemple :

► **Pour la classe d'étanchéité 0, il est loisible d'appliquer les prescriptions du paragraphe 7.3.1**

Tableau 38 : valeurs recommandées de l'ouverture des fissures w_{max} (mm)

Classe d'exposition	Éléments en BA Combinaison quasi-permanente de charges
X0, XC1	(0,4 mm) Pas de limite fixée, sauf demande des DPM
XC2, XC3, XC4	0,3 mm
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,2 mm

► **Pour la classe d'étanchéité 1, il convient de limiter l'ouverture des fissures susceptibles de traverser la section du béton sur toute son épaisseur à la valeur wk1**

Cette valeur est donnée par :

– W_{k1} = 0,2 mm pour hp/ep < 5

– W_{k1} = 0,05 mm pour hp/ep < 35

où :

– h_p est la hauteur de la pression hydrostatique ;

– e_p est l'épaisseur du voile béton retenant l'eau.

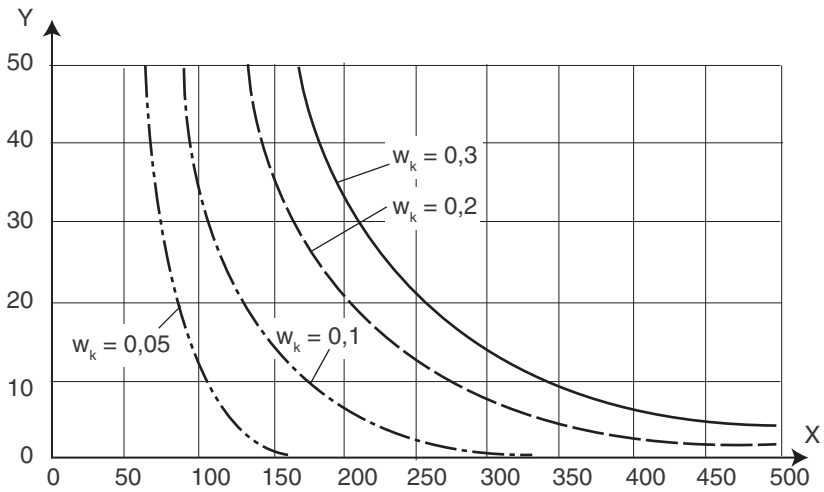
Entre les valeurs précédentes, il est loisible d'interpoler.

Pour la classe d'étanchéité 2, il convient d'éviter les fissures susceptibles de traverser la section sur toute son épaisseur, sauf si une étanchéité est prévue.

Pour la classe d'étanchéité 3, il convient de prendre des mesures spécifiques : revêtement d'étanchéité ou précontrainte.

L'EC 2 autorise une vérification de la fissuration sans calcul direct basée sur des abaques où l'abscisse représente la contrainte de traction dans les armatures et l'ordonnée le diamètre des barres.

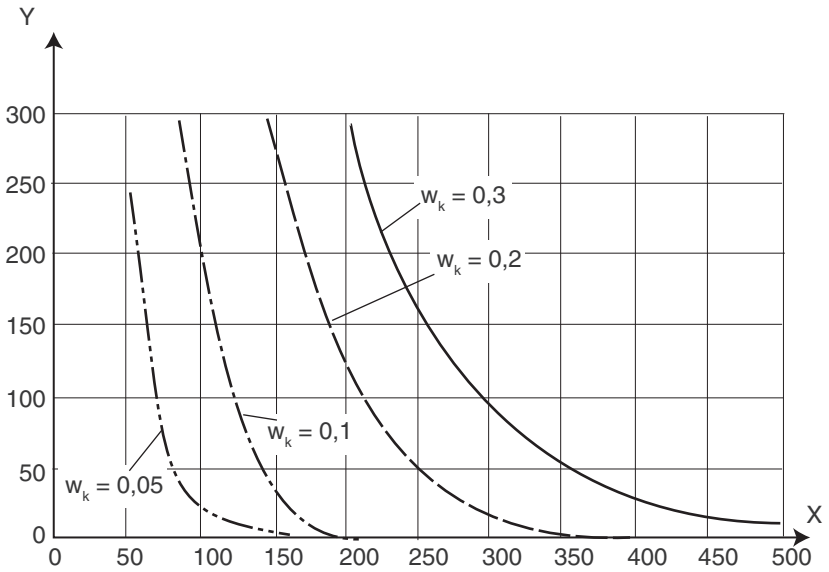
Fig. 83 : diamètre maximal des barres pour un élément soumis à une traction axiale



Légende

X Contrainte dans les armatures, σ_s (N/mm²)
Y Diamètre maximal des barres (mm)

Fig. 84 : espacement maximal des barres pour un élément soumis à la traction axiale



Légende

X Contrainte dans les armatures, σ_s (N/mm²)
Y Diamètre maximal des barres (mm)

3.3.3.2 Maîtrise de la fissuration due à des déformations imposées gênées

Cette disposition n'est présente que dans l'EC 2 ; elle ne figure pas dans le fascicule 74 et traite en particulier de toutes les fissures dites de « retrait gêné ».

L'EC 2 préconise de limiter la formation de fissures de la façon suivante :

– pour les structures de classe 1, il convient de vérifier que la contrainte de traction résultante est inférieure à la contrainte de traction du béton $f_{ctk,\,0,05}$;

– pour les structures de classe 2 ou 3, en l'absence de revêtement d'étanchéité, il convient de s'assurer que la section reste comprimée.

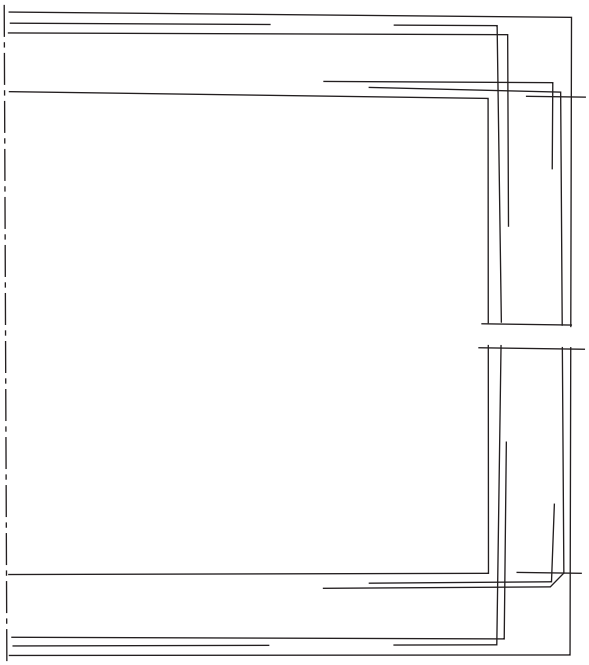
3.3.4 Dispositions constructives de l'eurocode 2

3.3.4.1 Jonction des parois en angle

Les encastrements des parois en angle sont soumis à des moments et des efforts tranchants qui tendent à ouvrir les angles. Il convient donc de disposer, dans les angles, des armatures permettant de reprendre les efforts de traction en diagonale.

Le paragraphe 5.6.4 de l'EN 1992.1.1 permet de satisfaire à cette exigence (modèle bielle-tirant). En son temps, les règles professionnelles préconisaient les dispositions suivantes :

Fig. 85 : disposition minimale du ferraillage d'angle (il manque une équerre de recouvrement)



3.3.4.2 Joints de dilatation

L'eurocode 2 insiste sur la nécessité de pouvoir entretenir et remplacer les joints de dilatation du fait de leur durée de vie sensiblement inférieure à celle des structures.

La compatibilité physico-chimique du matériau composant le joint et le milieu environnant est l'un des critères de choix.

Tableau 39 : conception des joints de dilatation (EC 2 partie 3)

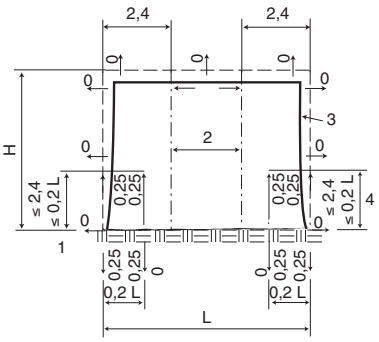
Option	Méthode de contrôle	Espacement des joints de dilatation	Armatures de béton armé
(a)	Continuité – bridage total	Généralement pas de joints, bien que des joints très espacés puissent être souhaitables lorsqu'il est prévu une déformation imposée importante (thermique ou de retrait)	Ferraillage conforme à la section 6 et en 7.3

(b)	Joints de dilatation rapprochés – bridage minimal	Joints de structure espacés au plus de 5 m ou de 1,5 fois la hauteur de la paroi	Ferraillage conforme à la section 6, mais pas moins que le minimum indiqué en 9.6.2 à 9.6.4

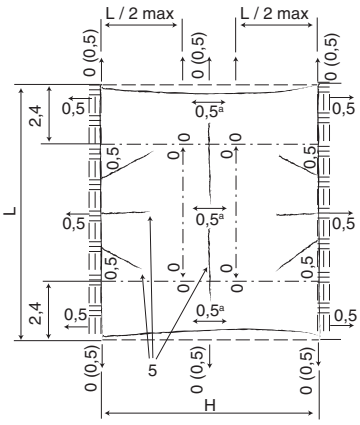
3.3.4.3 Évaluation du bridage

Les facteurs de bridage sont résumés dans l'annexe L.

Fig. 86 : exemples de facteurs de bridage (EC 2 partie 3)

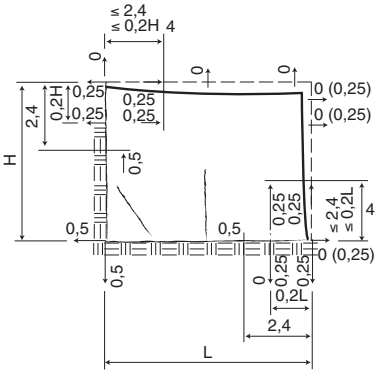


(a) Voile sur dalle de base

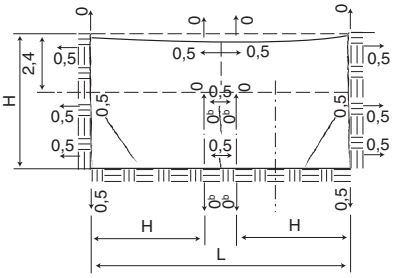


Lorsque $H \leq L$, ce facteur vaut $0{,}5 \left(1 - \frac{H}{L}\right)$

(b) Dalle horizontale entre éléments de bridage rigides



(c) Construction séquentielle de paroi de compartiment (avec joints de construction)



Lorsque $L \leq 2H$, ces facteurs de bridage valent $0{,}5 \left(1 - \frac{L}{2H}\right)$

Note : Il convient que les valeurs de R utilisées dans le calcul soient en relation avec la répartition pratique des armatures.

(d) Construction alternée de paroi de compartiment (avec joints de construction)

Légende
1 Facteur de bridage vertical
2 Facteur de bridage horizontal
3 Joints de dilatation ou de retrait libre
4 (La plus grande des deux valeurs)
5 Fissures primaires potentielles

4. Application aux ouvrages de bâtiments

Les ouvrages de bâtiments présents dans les STEP sont soumis à des contraintes variées :

– contraintes de résistance et de durabilité ;

– contraintes de fonctionnement et d'entretien ;

– contraintes de sécurité pour le personnel et, éventuellement, le public ;

– contraintes architecturales et environnementales.

4.1 Les contraintes de résistance et de durabilité

Elles se traduisent par la conception et la réalisation de bâtiments conformes à la réglementation applicable :

– les documents techniques unifiés (DTU) pour chaque type d'ouvrage (couverture, bardage, maçonnerie, fondation, etc.) ;

– les normes françaises ou normes européennes retranscrites en droit français relatives aux matériaux et à leur utilisation.

Ces règles de construction sont amenées à être converties, dans leur ensemble, en euronormes.

4.2 Les contraintes de fonctionnement et d'entretien

Le bâtiment doit répondre aux contraintes de fonctionnement imposées par le programme. Ces contraintes englobent entre autres :

– le positionnement et la nature des moyens de levage, ces éléments ayant une influence directe sur la structure du bâtiment ;

– les différents modes d'accès aux équipements et la nature des interventions ultérieures sur les ouvrages (DIUO) ;

– l'isolation acoustique et thermique des bâtiments.

4.3 Les contraintes de sécurité pour le personnel et le public

Les bâtiments sont soumis :

– à la réglementation concernant les lieux de travail (Code du travail) ;

– aux diverses recommandations professionnelles (en particulier celles de l'INRS).

Si, de plus, ils reçoivent du public, ils peuvent être soumis à la réglementation des ERP (établissements recevant du public).

Ces contraintes de sécurité sont importantes et ont souvent une influence non négligeable sur la conception des bâtiments. Par exemple, on peut citer :

– le passage du brancard dans un escalier ;

– le système d'alarme relatif à la sécurité incendie.

4.4 Les contraintes architecturales et environnementales

Elles sont définies au niveau du permis de construire et deviennent donc contractuelles. Toute modification doit faire l'objet d'une demande spécifique.

Partie III

L'EXÉCUTION DES OUVRAGES

1. La période de préparation

Son rôle est la fourniture des documents nécessaires à la réalisation des travaux dans le cadre du marché passé entre l'entreprise et le maître d'ouvrage.

Ces documents se composent généralement :
– des plans d'exécution, notes de calcul, fiches techniques, etc. ;
– du plan d'assurance qualité de l'entreprise avec mention des points de contrôle et des points d'arrêt ;
– du planning de remise des documents et de la réalisation des ouvrages et de leur réception ;
– des résultats de l'étude géotechnique d'exécution ;
– des compositions et des essais de convenance sur les bétons ;
– de la définition des matériaux et de leurs attestations de conformité.

Cette période peut être plus ou moins longue selon l'importance des travaux à réaliser. Elle peut par exemple atteindre 6 mois pour 2 ans de réalisation.

Il s'agit d'une période-clef qui doit permettre d'appréhender la majorité des problèmes de façon à éviter au maximum les « improvisations » lors de l'exécution des travaux.

Elle doit également définir :
– le circuit de validation des documents ;
– la traçabilité des avis et des documents validés.

2. L'implantation des ouvrages

Elle doit être réalisée par un géomètre agréé en fonction des plans approuvés par le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre.

Les prescriptions du permis de construire sont à respecter.

L'implantation des ouvrages doit en particulier tenir compte des exigences relatives aux installations classées (ICPE) et à la sécurité des personnes (circuit de visite en dehors des zones ATEX par exemple).

3. Le terrassement et les fouilles

Ce type de travaux doit suivre les indications du CCTP et de l'étude géotechnique d'exécution. L'entreprise doit en particulier :
– prévoir tous les étaiements et blindages nécessaires ;
– assurer l'assèchement des fouilles ;
– ne pas utiliser d'engins susceptibles d'engendrer des contraintes sur les avoisinants (vibrations, bruit, etc.) ;

– s'assurer que le fond de fouille sera apte à recevoir les ouvrages conformément à ce qui a été prévu au niveau des plans.

4. L'acceptation des sols de fondations

L'exécution des fondations superficielles et profondes est à réaliser selon les prescriptions du fascicule 68 du CCTG « Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil ».

Pour les fondations superficielles, l'acceptation des sols de fondations passe par la vérification par le maître d'œuvre (et éventuellement le géotechnicien si cette prestation est prévue dans le cadre de sa mission) de la conformité du terrain (nature et niveau) à l'étude géotechnique d'exécution.

Nous rappelons que la norme NF P 94-500 demande à ce qu'un géotechnicien soit missionné pour les phases G2 et G4 (voir chapitre précédent).

Pour les fondations profondes, il y a préalablement la mise en œuvre de pieux d'essais. Leur validation reste nécessaire pour la continuation des travaux.

Nous attirons l'attention sur la difficulté qu'il peut y avoir à armer partiellement ou sur toute leur longueur des pieux du type foré à la tarière creuse.

Pour pallier cette difficulté certaines sociétés ont développé des brevets de pieux réalisés à partir de béton de fibre. Ces pieux font l'objet de cahier des charges validé par un contrôleur technique.

4.1 Exemples de réalisation de fondations profondes et de rideaux

4.1.1 Pieux forés à la tarière creuse

Photographie 1 : cages d'armatures des pieux forés (les spires ne sont pas admises en zone sismiques)

4.1.2 Parois moulées

La paroi moulée demeure le mode de réalisation privilégié des réservoirs enterrés.

Son rôle est double :

– Elle soutient les terres situées à l'extérieur de l'enceinte et peut également en milieu urbain dense servir de « rideau » vis-à-vis des constructions avoisinantes. Il conviendra alors de s'assurer que sa déformation maximale tant en phase provisoire que définitive ne dépasse pas le centimètre.

– Elle sert d'enceinte étanche au sens d'un réservoir de catégorie A. Nous attirons cependant votre attention sur le fait que l'état de finition des bétons de parement ne permet pas de satisfaire directement aux exigences du fascicule 74.

La paroi moulée est en outre le seul mode de soutènement accepté par le fascicule 62 titre V en présence d'une nappe avec les palplanches et les pieux sécants (« rideaux » continus).

L'exécution d'une paroi moulée suit les phases suivantes :

– réalisation des murettes guides représentant l'alignement géométrique de la future paroi et permettant de guider le terrassement de la fouille ;

– creusement de la fouille à la benne preneuse (type Kelly ou Hydrofraise selon les procédés) avec injection de boue de forage pour assurer la stabilité des parois ;

– mise en œuvre des cages d'armatures dans la bentonite ;

– bétonnage du panneau.

On procède ainsi par panneaux primaires et secondaires alternés. La jonction des panneaux est assurée par la mise en œuvre d'un joint type Waterstop monté sur glissière.

Les diverses étapes sont résumées dans les photos ci-après.

Photographie 2 : exécution des murettes guides

Photographie 3 : forage de la paroi à la benne preneuse

Photographie 4 : injection de la boue de forage préparée à partir de silos de bentonite

Photographie 5 : profil pour la mise en œuvre des joints water-stop (jonction entre les panneaux primaires et secondaires)

Photographie 6 : mise en place de la cage d'armatures

Photographie 7 : réalisation des tirants d'ancrage assurant le maintien en tête de la paroi

Photographie 8 : sortie des torons des tirants d'ancrage

Photographie 9 : recépage de la partie supérieure de la paroi (cette disposition a pour objet de supprimer le béton pollué par son contact avec le fond de fouille)

4.2 Exemples de réalisation de fondations mixtes (radier/pieux)

Photographie 10 : exemple de radier peigne

Il existe 2 dispositions possibles pour réaliser un radier sur pieux :

– Relier les têtes de pieux entre elles par un réseau de longrines qui servira de support au radier. Ce dernier est alors calculé comme plancher classique.

– Poser directement le radier sur les pieux (radier-peigne).

L'ouvrage est à calculer comme un plancher – dalle ou plancher – champignon.

Une attention particulière est à apporter à la zone du radier située au droit des pieux.

Une modélisation est généralement nécessaire pour déterminer de façon précise les efforts dans le radier.

Tableau 1 : avantages et inconvénients des radiers peignes

Mode de réalisation	Avantages	Inconvénients
Radier sur longrines	Espacement des pieux plus important Épaisseur du radier plus faible	Terrassement plus profond Réalisation de têtes de pieux
Radier peigne	Peu de terrassement Pas de tête de pieux	Pieux plus rapprochés Épaisseur du radier plus importante (localement au droit des pieux)

5. Le prédimensionnement des ouvrages

5.1 Prédimensionnement rapide des réservoirs circulaires

La forme circulaire est intuitivement la forme la plus adaptée à la réalisation des ouvrages de rétention du fait que la traction s'exerce principalement dans le sens des cerces.

La théorie est un peu plus complexe et fait appel aux principes des coques cylindriques.

Cette théorie est développée dans l'ouvrage *Théorie des plaques et coques* de S. Timoshenko (Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 1961).

Nous nous contenterons d'en présenter les principes et d'en fournir une application au calcul rapide des réservoirs cylindriques suffisamment précis pour cette phase de prédimensionnement.

L'ouvrage étudié reçoit ou non une coupole ou dalle de couverture, mais cette dernière est désolidarisée des parois pour éviter la prise en compte des phénomènes de dilatation-retrait. Un calcul plus précis peut être réalisé en suivant l'ouvrage paru aux Annales ITBTP n° 530 de janvier 1995.

On considère les notations suivantes :

– H est la hauteur de la paroi ;

– h est la hauteur du liquide contenu dans le réservoir ;

– p est la composante normale de l'effort extérieur ;

– EI est le coefficient de rigidité de flexion de la paroi ;

– M est le moment fléchissant le long de la génératrice ;

– N est l'effort dans les cerces ;

– R est le rayon de la cuve ;

– V est l'effort tranchant ;

– e est l'épaisseur de la paroi ;

– e' est l'épaisseur du radier.

Sous l'effet de la poussée du liquide contenu dans le réservoir, les parois ont tendance à se déformer.

Cette déformation prend l'allure d'un tronc de cône.

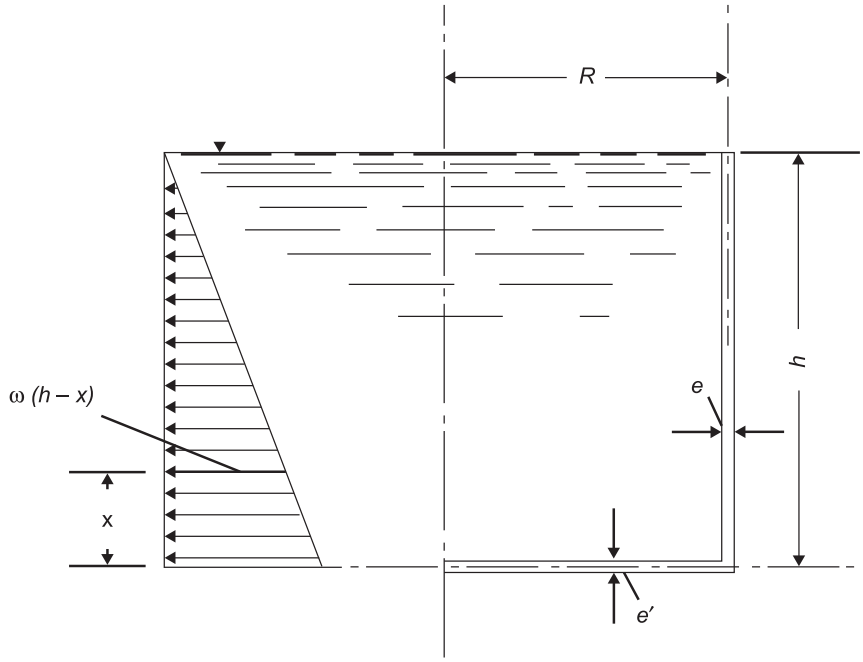
Chaque cerce se trouve soumise à un effort de tension que l'on peut mettre sous la forme :

$t(x) = p(x).R = p_0 (h-x)/h.R$

Il en résulte alors un allongement dans les cerces :

$\Delta l/l = N/ES = t(x)/e.E$

Fig. 1 : schéma des notations utilisées



Le modèle considéré confère aux cerces (bandes horizontales) un travail en traction, et aux bandes verticales un travail en flexion.

L'ensemble doit équilibrer la poussée du liquide.

L'équation qui définit la déformation de la paroi est du type : y'' = M/EI

Soit dans le cas présent :

$d^4y/dx^4 + 4\,\beta^2\,y = -p(x)/EI$

dans la formule $\beta = [3(1 - \upsilon^2)]^{1/4} /(Re)^{0,5}$

La solution de l'équation est du type :

$y = e^{-\beta x}\,[A \cos(\beta x) + B \sin(\beta x)] + e^{-\beta x}\,[A' \cos(\beta x) + B' \sin(\beta x)] + y_0$

Si l'on considère une section de voile prise dans une paroi de cuve de hauteur suffisante ($h > 7\,(R.e)^{0,5}$), les effets de bord peuvent être considérés comme négligeables et donc :

$A' = B' = 0$

Les constantes sont définies par les conditions aux limites suivantes :

► La paroi est encastrée en pied sur le radier et libre en tête

En pied de paroi : la déformation est nulle, donc $y(0) = 0$

la rotation est nulle (encastrement), donc $y'(o) = 0$.

En tête de voile : le moment est nul, $M(h) = 0$

l'effort tranchant est nul, $V(h) = 0$.

En pied la paroi est soumise à un moment constant M_0.

La déformation vaut alors : $y = M_0/(2EI\ \beta^2)\ [e^{-\beta x}\ [\ \cos(\beta x) - \sin(\beta x)]]$

► La paroi est articulée en pied et articulée en tête

En pied de paroi : la déformation est nulle, donc $y(0) = 0$

le moment est nul, donc $y''(0) = 0$

En tête de paroi : la déformation est nulle, donc $y(h) = 0$

le moment est nul, donc $y''(h) = 0$.

Elle est soumise à sa jonction avec le radier à un effort tranchant T_0 telle que la déformation vaille dans ce cas : $y = -T_0/(2EI\ \beta^2)\ [e^{-\beta x}\ [\ \cos(\beta x)]]$

► La paroi est libre en pied et en tête

Dans ce cas seule la pression du liquide contenu agit sur la paroi supposée fictivement isolée dans l'espace.

La déformation est alors donnée par : $y = -p\ R^2 / Ee$.

Remarque

Les conditions aux limites peuvent être combinées en fonction des dispositions constructives choisies.

Le calcul peut alors être mené de façon analytique ou en utilisant des abaques issues de la littérature (Annales ITBTP de février 1960 n° 146 ou de mars-avril 1959 n° 135-136 par exemple).

Nous attirons cependant votre attention sur les dispositions suivantes :

– L'utilisation des abaques ou le calcul théorique précédent ne tient pas compte de l'interaction sol-structure en supposant un appui indéformable du radier. L'hypothèse d'un encastrement parfait n'est valide que pour des radiers épais présentant une grande rigidité à la flexion, la paroi mince est alors rigidement encastrée dans cette dalle.

– La majorité des ouvrages de réservoirs sont conçus sur des radiers « souples » et des sols relativement déformables. De même si le sol est indéformable (rocher), la dalle se déforme sous charge et modifie son contact avec le sol sur l'étendue d'une couronne aux bords circulaires.

C'est pour cette raison que l'on considère généralement un cas intermédiaire où la paroi est encastrée élastiquement dans le radier.

Intuitivement, les conditions de l'encastrement élastique sont obtenues par combinaison linéaire entre les cas extrêmes évoqués précédemment. Cette combinaison fait intervenir un paramètre numérique qui dépend des valeurs relatives des rigidités à la flexion de la paroi et de la dalle.

Il en résulte que pour les réservoirs cylindriques et à défaut de modélisation plus fine, la solution la plus réaliste consiste à supposer que la liaison paroi-radier est une articulation (même si dans les faits le rapport des raideurs ne permet pas de formuler une telle hypothèse, mais la rotation possible de la base de la paroi sous tassement du sol crée une rotule plastique) et à prolonger la section maximale des cerces jusqu'en pieds de la paroi.

La déformation finale est alors la somme des déformations unitaire précédentes :

$$Y = M_0/(2EI\ \beta^2)\ [e^{-\beta x}\ [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)] - T_0/(2EI\ \beta^2)\ e^{-\beta x}\ [\cos(\beta x)] - p\ R^2 / Ee$$

La valeur de y permet de définir les autres grandeurs du torseur des sollicitations dans la paroi, soit :

– Effort normal dans les cerces :

$$N = p_0R(h\text{-}x) - 2\ T_0R\beta\ e^{-\beta x}\cos(\beta x) + 2\ M_0\ R\ \beta^2\ e^{-\beta x}\ [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)]$$

– Moment fléchissant dans la paroi :

$$M = -\ T_o/\ \beta\ [e^{-\beta x}\ \sin(\beta x)] + M_0\ e^{-\beta x}\ [\cos(\beta x) + \sin(\beta x)]$$

– Effort tranchant dans la paroi :

$$T = -\ T0\ [e^{-\beta x}\ [\cos(\beta x) - \sin(\beta x)] - 2\ M_0\ \beta\ e^{-\beta x}\ [\sin(\beta x)]$$

Les valeurs des moments d'encastrement M_0 et d'effort tranchant $\boldsymbol{T_0}$ sont données par les conditions d'appui du radier en bordure : une partie annulaire est soulevée par ce moment d'encastrement sur une largeur b et d'autre part la plaque (radier) s'allonge radialement sous l'effet de la poussée du liquide.

Le dimensionnement de la paroi du réservoir nécessite donc de connaitre les paramètres suivants :

– M_0 ;

– N.

Comme nous l'avons évoqué précédemment, le moment d'encastrement à la base est fonction des rigidités relatives du radier et de la paroi.

Il peut alors être mis sous la forme : $M_0 = K\ p_0\ h^3$

La valeur du coefficient K est alors donnée par :

– si la paroi est encastrée parfaitement sur le radier : $K = 1/\ (2(\beta h)^2)\ [1 - 1/(\beta h)]$;

– si la paroi est articulée sur le radier alors : K = 0.

On en déduit alors les valeurs numériques des grandeurs nécessaires au prédimensionnement.

► La paroi est encastrée sur le radier

Les formules précédentes deviennent alors :

$M_0 = - p_0 \, 1/ (2\beta^2) \, [1-1/ (\beta h)]$

$N = p_0 \, R \, h \, [1 - x/h - e^{-\beta x} \, [\cos (\beta x)] - 2 \, K(\beta h)^2 \, e^{-\beta x} \, [\sin (\beta x)]]$

Remarque

En première approximation et pour $p_o = 1 t/m^3$ (eau potable) et $\upsilon = 0.2$ (béton),

$M_0 = 0.30 \, h \, R \, e$.

► La paroi est articulée sur le radier

Les formules se modifient de la façon suivante, la valeur du moment fléchissant négatif est alors :

$M_0 = 0$ (moment d'encastrement paroi radier)

$M = p_0 \, h/ (2\beta^2) \, [e^{-\pi/4} \sin \pi/4)]$ (moment fléchissant)

$N = p_o \, R \, h \, (1 - x_2/h - e^{-\beta x} \, [\cos (\beta x)])$

Remarque

En première approximation, la valeur du moment fléchissant peut être estimée par : $M_{max} = - 0{,}0924 \, p_0 \, R \, e$.

Il est obtenu à l'abscisse $x = 0{,}597 \, (R \, e)^{1/2}$.

La traction radiale exercée par la paroi sur le radier vaut alors : $T = 0{,}380 \, p_o \, (R \, e)^{1/2}$.

5.2 Exemple pratique de prédimensionnement d'un réservoir circulaire

Considérons un réservoir de station d'épuration du type bassin d'aération.

La note de prédimensionnement peut être rédigée de la façon suivante.

5.2.1 Hypothèses générales

5.2.1.1 Béton

L'ouvrage hydraulique est considéré dans un environnement moyennement agressif chimiquement. La classe d'exposition des bétons est alors du type XA2 au sens de la EN 206.1.

Cette hypothèse conduit aux dispositions suivantes en ce qui concerne le béton de l'ouvrage :

– type C 35/45 avec un dosage minimal en liant équivalent de 350 kg/m^3 ;

– résistance à la compression : f_{c28} = 35 MPa ;

– résistance à la traction : f_{t28} = 2,7 MPa.

Conformément aux prescriptions du fascicule 74, la contrainte du béton tendu en contact avec le liquide sera limitée aux valeurs suivantes :

– 1,1 f_{t28} = 2,97 MPa en traction pure ;

– 1,1 Θ f_{t28} = 4,95 MPa en flexion simple.

5.2.1.2 Acier

L'environnement agressif conduit à limiter également la contrainte de traction des aciers aux valeurs suivantes :

$$\sigma_s = 240 \sqrt{\frac{\eta ft28}{\phi}} + \beta \eta$$

Les valeurs sont résumées dans le tableau ci-après (avec β = 0) :

Tableau 2 : contraintes maximales de traction

Diamètre des aciers	Contrainte maximale de traction
8	176,4
10	157,7
12	144
14	133,3
16	124,7
20	111,5
25	99,8
32	88,2

5.2.2 Définition des actions

Les actions à prendre en compte sont les suivantes :

– gradient thermique : gradient d'épaisseur 10 °C ;

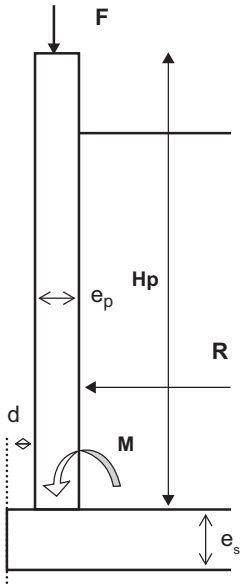
– gradient à long terme : +/– 20 °C ;

– poids volumique du liquide contenu : 10.10 kN/m^3.

L'ouvrage est supposé aérien et donc n'est pas soumis aux effets des variations des niveaux de nappe.

5.2.3 Définition de la géométrie de l'ouvrage

Fig. 2 : coupe verticale de la paroi du réservoir et du radier



Les valeurs prises en compte sont les suivantes :
– Hp = 6,00 m
– e_p = 0,30 m
– Hw = 5,50 m
– e_s = 0,30 m
– d = 0,20 m
– R = 10 m (rayon du bassin)
– F = 0

5.2.4 Détermination des efforts dans la paroi

5.2.4.1 Étude des tensions dans les cerces

Nous allons supposer dans un premier temps la paroi articulée sur le radier.

La tension dans l'anneau circulaire est définie en fonction des paramètres suivants :

– ordonnée relative z/h ;

– $Hw^2/e_pD = (5,50)^2/(0,30 \times 20) = 5,04$.

Les abaques donnent la valeur de la tension annulaire.

► Utilisation des abaques issus du cahier des charges des réservoirs (Annales ITBTP)

Tableau 3 : abaque de calcul issu du cahier des charges des réservoirs

z/h h²/ed	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 0,474	+ 0,440	+ 0,395	+ 0,382	+0,308	+ 0,264	+ 0,215	+ 0,165	+ 0,111	+ 0,057
0,8	+ 0,423	+ 0,402	+ 0,381	+ 0,358	+ 0,330	+ 0,297	+ 0,249	+ 0,202	+ 0,145	+ 0,076
1,2	+ 0,350	+ 0,355	+ 0,361	+ 0,362	+ 0,358	+ 0,343	+ 0,309	+ 0,256	+ 0,186	+ 0,098
1,6	+ 0,271	+ 0,303	+ 0,341	+ 0,369	+ 0,385	+ 0,385	+ 0,362	+ 0,314	+ 0,233	+ 0,124
2,0	+ 0,205	+ 0,280	+ 0,321	+ 0,373	+ 0,411	+ 0,434	+ 0,419	+ 0,369	+ 0,280	+ 0,151
3,0	+ 0,074	+ 0,179	+ 0,281	+ 0,375	+ 0,449	+ 0,506	+ 0,519	+ 0,479	+ 0,375	+ 0,210
4,0	+ 0,017	+ 0,137	+ 0,253	+ 0,367	+ 0,469	+ 0,545	+ 0,579	+ 0,553	+ 0,447	+ 0,256
5,0	– 0,008	+ 0,114	+ 0,235	+ 0,356	+ 0,469	+ 0,562	+ 0,617	+ 0,606	+ 0,503	+ 0,294
6,0	– 0,011	+ 0,103	+ 0,223	+ 0,343	+ 0,463	+ 0,566	+ 0,639	+ 0,643	+ 0,547	+ 0,327
8,0	– 0,015	+ 0,096	+ 0,208	+ 0,324	+ 0,443	+ 0,564	+ 0,661	+ 0,697	+ 0,621	+ 0,386
10,0	– 0,008	+ 0,095	+ 0,200	+ 0,311	+ 0,428	+ 0,552	+ 0,666	+ 0,730	+ 0,678	+ 0,433
12,0	–0,002	+ 0,097	+ 0,197	+ 0,302	+ 0,417	+ 0,541	+ 0,664	+ 0,750	+ 0,720	+ 0,477
14,0	0,000	+ 0,098	+ 0,197	+ 0,299	+ 0,408	+ 0,531	+ 0,659	+ 0,761	+ 0,752	+ 0,513
16,0	+ 0,002	+ 0,100	+ 0,198	+ 0,299	+ 0,403	+ 0,521	+ 0,650	+ 0,764	+ 0,776	+ 0,543

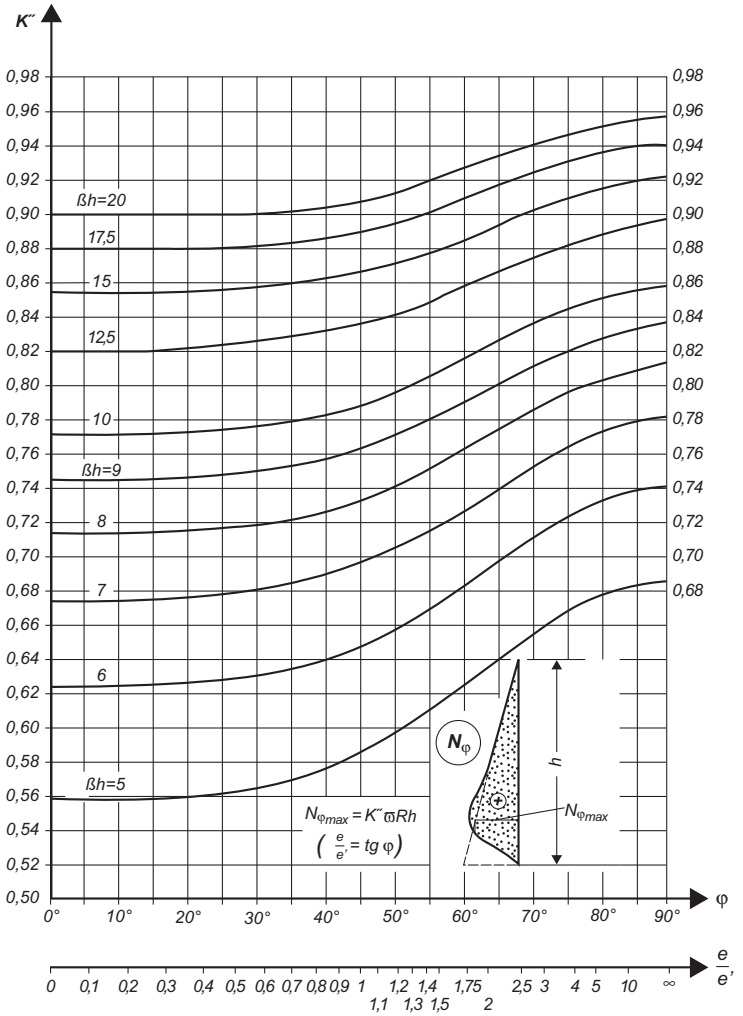
Les valeurs à prendre en compte pour le calcul des tensions sont donc :

Tableau 4 : tensions annulaires

z/h	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
5,0	– 0,008	0,114	0,238	0,358	0,469	0,562	0,617	0,606	0,503	0,294	0
$t = kp_0RH$ (kN)	– 4,44	63,33	132,2	198,9	260,5	312,2	342,7	336,6	279,4	163,3	0

► Utilisation des abaques du calcul simplifié des réservoirs

Fig. 3 : paroi articulée en pied et libre en tête (Annales ITBTP n° 135-136)



Dans ce cas les paramètres à prendre en compte sont :

$e_s/e_p = tg\varphi = 0{,}30/0{,}30 = 1$ donc $\varphi = 45°$

$\beta h = [3(1 - \upsilon^2)]^{1/4} / (Re)^{0,5}\ Hw = [3(1 - 0{,}2^2)^{1/4} / (10 \times 0{,}30)^{0.5} \times 5{,}50 = 9{,}43$

la valeur de K'' est lue sur l'abaque ci-dessus.

Les valeurs des tensions maximales sont données par :

$N_{max} = K''\ p_o\ R\ h = 0.745 \times 10.10 \times 10 \times 5.50 = 413.80$ kN

► Calcul analytique des tensions

Les paramètres de calcul sont les suivants :

– $\beta = Hw^2 / e_p R = 5{,}50^2 / (0.30 \times 10) = 10{,}08$

– $t = k\ p_0\ Hw\ R$

On en déduit les valeurs résumées dans le tableau ci-après.

Tableau 5 : tensions annulaires

Profondeur relative x = z/h	Coefficient k	Tension annulaire	% erreur/ abaques
0	– 0,01	– 5,55	19 %
0,1	0,111	61,67	2,7 %
0,2	0,234	130	1,7 %
0,3	0,355	197,20	0,8 %
0,4	0,468	260	0,2 %
0,5	0,563	312,75	0,2 %
0,6	0,620	344,40	9 %
0,7	0,610	338,85	1,2 %
0,8	0,508	282,20	1 %
0,9	0,298	165,54	1,5 %
1	0	0	0

Nota : l'utilisation des abaques de calcul du cahier des charges relatif aux réservoirs est donc tout à fait licite. Ceux issus du calcul rapide des réservoirs sont sécuritaires mais moins précis.

Nous allons considérer maintenant la paroi encastrée sur le radier.

► Utilisation des abaques issus du cahier des charges des réservoirs (Annales ITBTP)

Tableau 6 : abaque de calcul issu du cahier des charges des réservoirs

z/h h²/ed	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,4	+ 0,149	+ 0,134	+ 0,120	+ 0,101	+ 0,082	+ 0,066	+ 0,049	+ 0,029	+ 0,014	+ 0,004
0,8	+ 0,263	+ 0,239	+ 0,215	+ 0,190	+ 0,160	+ 0,130	+ 0,096	+ 0,063	+ 0,034	+ 0,010
1,2	+ 0,283	+ 0,271	+ 0,254	+ 0,234	+ 0,209	+ 0,180	+ 0,142	+ 0,099	+ 0,054	+ 0,016
1,6	+ 0,265	+ 0,268	+ 0,268	+ 0,266	+ 0,250	+ 0,226	+ 0,185	+ 0,134	+ 0,075	+ 0,023
2,0	+ 0,234	+ 0,251	+ 0,273	+ 0,285	+ 0,285	+ 0,274	+ 0,232	+ 0,172	+ 0,104	+ 0,031
3,0	+ 0,134	+ 0,203	+ 0,267	+ 0,322	+ 0,357	+ 0,362	+ 0,330	+ 0,262	+ 0,157	+ 0,052
4,0	+ 0,067	+ 0,164	+ 0,256	+ 0,339	+ 0,403	+ 0,429	+ 0,409	+ 0,334	+ 0,210	+ 0,073
5,0	+ 0,025	+ 0,137	+ 0,245	+ 0,346	+ 0,428	+ 0,477	+ 0,469	+ 0,398	+ 0,259	+ 0,092
6,0	+ 0,018	+ 0,119	+ 0,234	+ 0,344	+ 0,441	+ 0,504	+ 0,514	+ 0,447	+ 0,301	+ 0,112
8,0	– 0,011	+ 0,104	+ 0,218	+ 0,335	+ 0,443	+ 0,534	+ 0,575	+ 0,530	+ 0,381	+ 0,151
10,0	– 0,011	+ 0,086	+ 0,208	+ 0,323	+ 0,437	+ 0,542	+ 0,608	+ 0,589	+ 0,440	+ 0,179
12,0	–0,005	+ 0,097	+ 0,202	+ 0,312	+ 0,429	+ 0,543	+ 0,628	+ 0,633	+ 0,494	+ 0,211
14,0	– 0,002	+ 0,088	+ 0,200	+ 0,306	+ 0,420	+ 0,539	+ 0,639	+ 0,666	+ 0,541	+ 0,241
16,0	+ 0,000	+ 0,099	+ 0,199	+ 0,304	+ 0,412	+ 0,531	+ 0,641	+ 0,687	+ 0,582	+ 0,265

Les valeurs à retenir issues du tableau sont les suivantes :

Tableau 7 : tensions annulaires

z/h	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
5,0	0,025	0,137	0,248	0,346	0,428	0,477	0,469	0,398	0,259	0,092	0
$t = kp_0RH$ (kN)	13,89	76,10	137,76	192,20	237,75	264,98	268,53	221,10	143,87	51,10	0
Nota : logiquement l'effort de traction dans les cerces est plus faible que précédemment du fait de la répartition plus importante dans les montants verticaux.											

► Calcul analytique des tensions

Les paramètres de calcul sont les suivants :

$\beta = Hw^2 / e_p\ R = 5{,}50^2 / (0.30 \times 10) = 10{,}08$

$t = k\ p_0\ Hw\ R$

On en déduit les valeurs résumées dans le tableau ci-après.

Tableau 8 : tensions annulaires

Profondeur relative x = z/h	Coefficient k	Tension annulaire
0	0,022	12,21
0,1	0,134	74,42
0,2	0,244	135,54
0,3	0,346	192,20
0,4	0,429	238,30
0,5	0,479	266,10
0,6	0,475	263,86
0,7	0,402	223,31
0,8	0,262	145,54
0,9	0,094	52,20
1	0	0

5.2.4.2 Étude du moment fléchissant vertical

► La paroi est supposée articulée à sa base

Les calculs sont menés de la façon suivante.

- **Utilisation des abaques issus du cahier des charges des réservoirs (Annales ITBTP)**

Tableau 9 : abaque de calcul issu du cahier des charges des réservoirs

z/h h^2/ed	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,4	+ 0,0020	+ 0,0072	+ 0,0151	+ 0,0230	+ 0,0301	+ 0,0348	+ 0,0357	+ 0,0312	+ 0,0197	0
0,8	+ 0,0019	+ 0,0064	+ 0,0133	+ 0,0207	+ 0,0271	+ 0,0319	+ 0,0329	+ 0,0292	+ 0,0187	0
1,2	+ 0,0016	+ 0,0058	+ 0,0111	+ 0,0177	+ 0,0237	+ 0,0280	+ 0,0296	+ 0,0263	+ 0,0171	0
1,6	+ 0,0012	+ 0,0044	+ 0,0091	+ 0,0145	+ 0,0195	+ 0,0236	+ 0,0255	+ 0,0232	+ 0,0155	0
2,0	+ 0,0009	+ 0,0033	+ 0,0073	+ 0,0114	+ 0,0158	+ 0,0199	+ 0,0219	+ 0,0205	+ 0,0145	0
3,0	+ 0,0004	+ 0,0018	+ 0,0040	+ 0,0063	+ 0,0092	+ 0,0127	+ 0,0152	+ 0,0153	+ 0,0111	0
4,0	+ 0,0001	+ 0,0007	+ 0,0016	+ 0,0033	+ 0,0057	+ 0,0083	+ 0,0109	+ 0,0118	+ 0,0092	0
5,0	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0006	+ 0,0016	+ 0,0034	+ 0,0057	+ 0,0080	+ 0,0094	+ 0,0078	0
6,0	0,0000	0,0000	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0039	+ 0,0062	+ 0,0078	+ 0,0068	0
8,0	0,0000	0,0000	– 0,0002	0,0000	+ 0,0007	+ 0,0020	+ 0,0038	+ 0,0057	+ 0,0054	0
10,0	0,0000	0,0000	– 0,0002	– 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0011	+ 0,0025	+ 0,0043	+ 0,0045	0
12,0	0,0000	0,0000	– 0,0001	– 0,0002	0,0000	+ 0,0006	+ 0,0017	+ 0,0032	+ 0,0039	0
14,0	0,0000	0,0000	– 0,0001	– 0,0001	– 0,0001	0,0000	+ 0,0012	+ 0,0026	+ 0,0033	0
16,0	0,0000	0,0000	0,0000	– 0,0001	– 0,0002	– 0,0004	+ 0,0008	+ 0,0022	+ 0,0029	0

À partir des paramètres déjà mentionnés, les valeurs numériques des moments fléchissant (en kNm) dans la paroi sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 10 : moments fléchissants

z/h	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
5,0	0	0	0,0001	0,0006	0,0016	0,0034	0,0067	0,0080	0,0094	0,0078	0
$M = kp_oHw^3$	0	0	0,168	1,008	2,688	5,710	11,258	13,440	15,790	13,107	0

- **Calcul analytique des moments fléchissants verticaux**

Les paramètres de calcul sont les suivants :

$\beta = Hw^2 / e_p\ R = 5{,}50^2 / (0{,}30 \times 10) = 10{,}08$

$M = k\ p_0\ Hw^3$

On en déduit les valeurs résumées dans le tableau ci-après.

Tableau 11 : moments fléchissants

Profondeur relative x = z/h	Coefficient k	Moment fléchissant
0	0	0
0,1	-0,00001	0,0168
0,2	0,000090.	0,151
0,3	0,00053	0,891
0,4	0,00152	2,554
0,5	0,00318	5,344
0,6	0,00544	9,141
0,7	0,00784	13,17
0,8	0,00927	15,580
0,9	0,00769	12,922
1	0	0

► La paroi est encastrée sur le radier

• **Utilisation des abaques issus du cahier des charges des réservoirs (Annales ITBTP)**

Tableau 12 : abaque de calcul issu du cahier des charges des réservoirs

z/h h²/ed	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,4	+ 0,0005	+ 0,0014	+ 0,0021	+ 0,0007	– 0,0042	– 0,0150	– 0,0302	– 0,0529	– 0,0816	– 0,1205
0,8	+ 0,0011	+ 0,0037	+ 0,0063	+ 0,0080	+ 0,0070	+ 0,0023	– 0,0068	– 0,0224	– 0,0465	– 0,0795
1,2	+ 0,0012	+ 0,0042	+ 0,0077	+ 0,0103	+ 0,0112	+ 0,0090	+ 0,0022	– 0,0108	– 0,0311	– 0,0602
1,6	+ 0,0011	+ 0,0041	+ 0,0075	+ 0,0107	+ 0,0121	+ 0,0111	+ 0,0058	– 0,0051	– 0,0232	– 0,0505
2,0	+ 0,0010	+ 0,0035	+ 0,0068	+ 0,0099	+ 0,0120	+ 0,0115	+ 0,0075	– 0,0021	– 0,0185	– 0,0436
3,0	+ 0,0006	+ 0,0024	+ 0,0047	+ 0,0071	+ 0,0090	+ 0,0097	+ 0,0077	+ 0,0012	– 0,0119	– 0,0333
4,0	+ 0,0003	+ 0,0015	+ 0,0028	+ 0,0047	+ 0,0066	+ 0,0077	+ 0,0069	+ 0,0023	– 0,0080	– 0,0268
5,0	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0016	+ 0,0029	+ 0,0046	+ 0,0059	+ 0,0059	+ 0,0028	– 0,0058	– 0,0222
6,0	+ 0,0001	+ 0,0003	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0032	+ 0,0046	+ 0,0051	+ 0,0029	– 0,0041	– 0,0187
8,0	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0008	+ 0,0016	+ 0,0028	+ 0,0038	+ 0,0029	– 0,0022	– 0,0146
10,0	0,0000	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0004	+ 0,0007	+ 0,0019	+ 0,0029	+ 0,0028	– 0,0012	– 0,0122
12,0	0,0000	– 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0003	+ 0,0013	+ 0,0023	+ 0,0026	– 0,0005	– 0,0104
14,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	+ 0,0001	+ 0,0008	+ 0,0019	+ 0,0023	– 0,0001	– 0,0090
16,0	0,0000	0,0000	– 0,0001	– 0,0002	– 0,0001	+ 0,0004	+ 0,0013	+ 0,0019	+ 0,0001	– 0,0079

Les valeurs de calcul sont les suivantes.

Tableau 13 : moments fléchissants

z/h	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
5,0	0	0,0002	0,0008	0,0016	0,0029	0,0046	0,0059	0,0059	0,0028	-0,0058	– 0,022
$MM=kp_oHw^3$	0	0,34	1,34	2,69	4,87	7,73	9,91	9,91	4,70	-9,75	– 36,97

• **Calcul analytique des moments fléchissants verticaux**

Tableau 14 : moments fléchissants

Profondeur relative x = z/h	Coefficient k	Moment fléchissant
0	0	0
0,1	0,00013	0,218
0,2	0,0006	1,008
0,3	0,00150	2,520
0,4	0,00284	4,772

0.5	0,00445	7,477
0,6	0,00581	9,763
0,7	0,00585	9,830
0,8	0,00286	4,806
0,9	– 0,00553	– 9,300
1	– 0,0220	– 36,970

5.2.5 Détermination des sections d'armatures

La section d'armatures est déterminée :

► pour les cerces à partir des valeurs précédentes des efforts. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous en prenant le cas enveloppe des deux cas précédents (paroi articulée et paroi encastrée).

Le calcul a été mené avec des aciers de diamètre minimal (8 mm).

Tableau 15 : section d'acier théorique

Profondeur relative x = z/h	Tension Paroi articulée	Tension Paroi encastrée	Tension enveloppe retenue	Section théorique
0	– 5,55	12,21	12,21	0,69
0,1	61,67	74,42	74,42	4,21
0,2	130	135,54	135,54	7,68
0,3	197,20	192,20	197,20	11,18
0,4	260	238,30	260	14,74
0,5	312,75	266,10	312,75	17,83
0,6	344,40	263,86	344,40	19,63
0,7	338,85	223,31	338,85	19,20
0,8	282,20	145,54	282,20	16
0,9	165,54	52,20	165,54	9,40
1	0	0	0	0

Le dimensionnement des aciers dans la section pratique doit tenir compte des éléments suivants :

– répartition sur 2 nappes minimum compte tenu de l'épaisseur de la paroi ;

– section minimale par nappe : diamètre 8 espacé de 20 cm ;

– continuité des cerces jusqu'au niveau du radier pour tenir compte du nota.

► pour les montants verticaux à partir également des tableaux précédents selon la formule $A_s = M/z\sigma_s$.

Tableau 16 : section d'acier théorique

Profondeur relative x = z/h	Moment paroi articulée	Moment paroi encastrée	Moment enveloppe retenue	Section théorique
0	0	0	0	0
0,1	0,0168	0,218	0,218	0,04
0,2	0,151	1,008	1,008	0,24
0,3	0,891	2,520	2,52	0,61
0,4	2,554	4,772	4,772	1,15
0,5	5,344	7,477	7,477	1,81
0,6	9,141	9,763	9,763	2,36
0,7	13,17	9,830	13,17	3,20
0,8	15,580	4,806	15,58	3,77
0,9	12,922	– 9,300	12,92/– 9,302	3,13/2,25
1	0	– 36,970	– 36,970	8,95

5.2.6 Vérification du gradient thermique

L'influence du gradient thermique a été évoquée dans la partie 2 « Conception des ouvrages ».

Selon les prescriptions de l'Annexe B du fascicule 74, il convient de vérifier que les armatures verticales du parement le plus froid sont suffisantes pour reprendre les contraintes engendrées par la différence de température. Sinon des aciers devront être ajoutés.

Les hypothèses sont les suivantes :

Tableau 17 : gradients thermiques

	Gradient estival	Gradient hivernal
Ti (°C)	15	10
Te (°C)	35	– 10
Gradient	20	20

Le coefficient de conduction du béton vaut : $\lambda = 1{,}75$ W/m°C.

La résistance surfacique de la paroi au contact de l'eau vaut :
$1/hi = 0{,}005$ m²°C/W.

La résistance surfacique de la paroi au contact de l'air vaut :
1/he = 0,060 m^2°C/W.

Le coefficient de dilatation thermique du béton vaut : $\alpha = 1\ 10^{-5}$.

Le moment engendré par le gradient thermique est donné par :

$M = \alpha\ \Delta T\ EI / e_p$.

Ce moment se décompose en un moment horizontal et un moment vertical.

Dans le sens des cerces $EI = E\ e_p^3/12$.

Dans le sens des montants $EI = E\ Max\ (ep^3/24\ ;\ i\ d^3)$ où i représente le pourcentage d'acier et d le bras de levier jusqu'aux aciers.

On en déduit que pour f_{c28} = 35 MPa alors Ev = 12103 MPa et les moments sont alors les suivants :

Tableau 18 : section d'acier théorique

	Moment de gradient estival	Moment de gradient hivernal
Mh (kNm/m)	8,40	– 8,40
Mv (kNm/m)	5,60	– 5,60
Aciers nécessaires	2,60 cm^2 (parement int.)	1,70 cm^2 (parement ext.)
Nota : • Le gradient thermique est à introduire dans une combinaison de calcul aux ELS sous la forme : G + Q + T ou G + W + 0.6 T ; • La valeur de +/- 20 °C est donnée par le fascicule 74 à défaut de précision du CCTP. Cette valeur peut être plus importante pour certains ouvrages tels que des digesteurs par exemple.		

5.2.7 Vérification des contraintes

Nous aurons à vérifier les contraintes de traction des aciers définies au paragraphe 1 ainsi que la contrainte de traction du béton dans les sections entièrement tendues et celles au contact du liquide aux ELS.

La valeur maximale de la contrainte est donnée par :

$\sigma_b = 1.1\ \Theta\ ft_{28}$ (selon les valeurs définies au paragraphe 1).

Tableau 19 : vérification des contraintes

Section annulaire homogénéisée	Tension dans les cerces	Contrainte de traction du béton	Contrainte admissible
	12,21		2,97 MPa
	74,42		2,97 MPa
	135,54		2,97 MPa
	197,20		2,97 MPa
	260		2,97 MPa

	312,75		2,97 MPa
2088	344,40	1,65 MPa	2,97 MPa
	338,85		2,97 MPa
	282,20		2,97 MPa
	165,54		2,97 MPa
	0		2,97 MPa
Inertie de la section verticale homogénéisée	**Moments dans les bandes verticales**	**Contrainte de traction du béton**	**Contrainte admissible**
0,00225000	0	0	4,95 MPa
0,00225000	0,218	0,014 MPa	4,95 MPa
0,00225000	1,008	0,067 MPa	4,95 MPa
0,00225000	2,52	0,17 MPa	4,95 MPa
0,00225000	4,772	0,32 MPa	4,95 MPa
0,00225000	7,477	0,50 MPa	4,95 MPa
0,00225000	9,763	0,65 MPa	4,95 MPa
0,00225000	13,17	0,88 MPa	4,95 MPa
0,00225000	15,58	1,04 MPa	4,95 MPa
0,00225000	12,92/-9,302	0,86 MPa	4,95 MPa
0,00225000	-36,970	2,47 MPa	4,95 MPa
Nota : l'inertie de la section est de l'ordre de I = 225 000 cm^4.			

5.3 Prédimensionnement des réservoirs parallélépipédiques

Ces réservoirs sont généralement composés d'un radier plan et de 4 cotés rectangulaires.

Le radier est soumis à une charge uniformément répartie tandis que les faces latérales sont sollicitées par des pressions hydrostatiques.

L'hypothèse qui consiste à supposer que les parois latérales sont parfaitement encastrées sur leur pourtour n'est réaliste que dans la mesure où les rotations sont effectivement bloquées et où il est possible d'écrire en chaque point d'arête la compatibilité des rotations et des moments.

Une première approche est alors bâtie sur la démarche suivante :

– on admet que les parois latérales sont parfaitement encastrées sur leur contour ;

– on majore le moment positif maximal qui en résulte de 25 % ;

– on effectue la vérification des résistances du béton dans les sections de contour en prenant en compte le moment d'encastrement le plus important entre la face et les faces adjacentes.

Les abaques figurant dans le « cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et des cuves en béton armé » tiennent compte de cette possibilité de rotation des arêtes.

Ils fournissent les coefficients de moments applicables aux différents cas d'appui de la dalle soumise à la poussée hydrostatique.

Les 3 cas envisagés sont :

– bords verticaux encastrés-bord supérieur articulé-bord inférieur articulé ;

– bords verticaux encastrés-bord supérieur libre-bord inférieur articulé ;

– bords verticaux encastrés-bord supérieur libre-bord inférieur encastré.

Une méthode simplifiée consiste à considérer, comme il est précisé dans le BAEL, que le béton est un matériau adaptable et susceptible de redistribuer les moments à condition de respecter la condition générale :

M = Moment sur appui + Moment en travée = constante

Cette méthode a été développée par H. Thonier et consiste à assimiler le cadre formé par les 2 petits et les 2 grands côtés du réservoir à une poutre continue pour laquelle les moments sur appui sont tous égaux.

Pour une approche plus fine, il convient d'utiliser des méthodes de calcul plus élaborées (équations de Lagrange, lignes de ruptures, éléments finis).

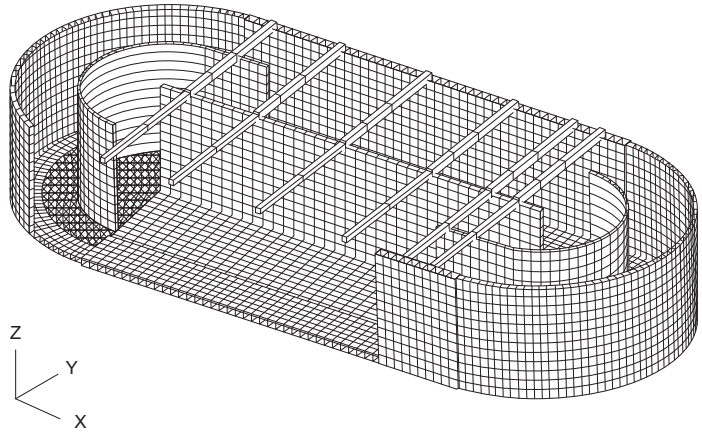
► Exemple de modélisation aux éléments finis :

L'ouvrage est fondé sur radier général sur renforcement de sol par inclusions rigides du type CMC.

Il a été réalisé une modélisation aux éléments finis du bassin par maillage rectangulaire (topologie de COOMS) complété par un maillage triangulaire (maillage de DELAUNAY).

Cette modélisation est illustrée ci-après :

Fig. 4 : exemple de modélisation aux éléments finis



Les sollicitations issues du modèle sont alors les suivantes :

– pour la paroi rectangulaire (fig. 5) ;

– pour la zone semi-circulaire (fig. 6).

Fig. 5 : courbes des moments de flexion pour la paroi rectangulaire

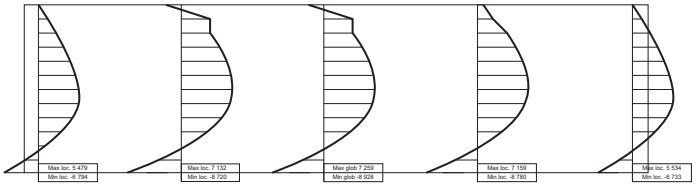
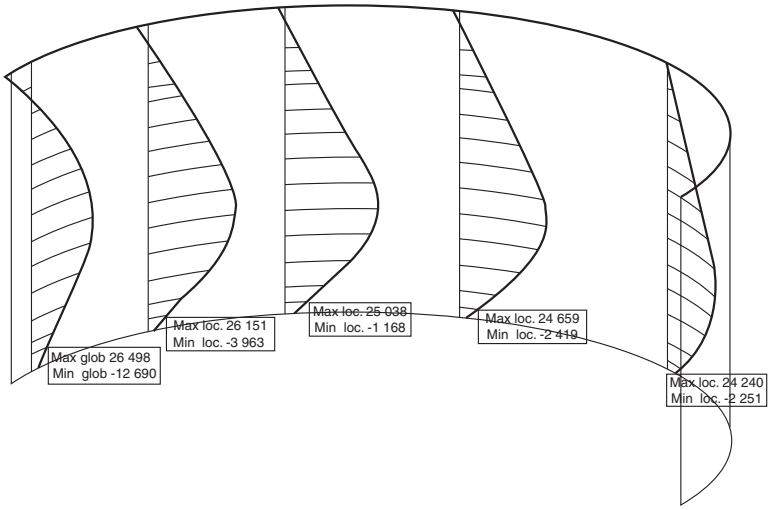


Fig. 6 : courbes des moments de flexion pour la paroi circulaire


Max glob 26 498
Min glob -12 690
Max loc. 26 151
Min loc. -3 963
Max loc. 25 038
Min loc. -1 168
Max loc. 24 659
Min loc. -2 419
Max loc. 24 240
Min loc. -2 251

6. Les coffrages et les armatures

6.1 Coffrage

6.1.1 Classement des parements

– ouvrages hydrauliques : parement soigné fin ;

– autres ouvrages : parement soignés simples sauf stipulations contraires du CCTP.

Il est à noter que ces dispositions sont difficiles à respecter dans le cas de réservoirs en parois moulées par exemple.

Le rabotage de la paroi est généralement insuffisant et l'exigence précédente ne pourra être satisfaite qu'après mise en œuvre d'un traitement approprié du béton.

Pour certains types d'ouvrages (par exemple bassins tampons), le CCTP pourra éventuellement déroger à cette exigence après accord du maître d'ouvrage et de l'exploitant si le fonctionnement et la maintenance du réservoir ne s'en trouvent pas affectés.

Photographie 1 : poteaux support de la couverture du réservoir réalisés à partir des pieux

6.1.2 Intérieur d'un bassin tampon

L'état de finition des poteaux ne respecte pas les exigences précédentes.

Photographie 2 : paroi moulée servant de paroi hydraulique au bassin tampon

L'état de finition après rabotages peut encore comporter des non-conformités au CCTG.

6.1.3 État de surface des ouvrages hydrauliques

– uniforme et homogène sans nid de cailloux ;

– bullage maximal de 3 cm^2 de surface et de 5 mm de profondeur ;

– étendue maximale du bullage : 25 % de la surface (10 % si finition peinture).

Ces éléments peuvent être aggravés par la présence d'un revêtement d'étanchéité.

Photographie 3 : présence de nids de cailloux en partie basse du voile

Photographie 4 : bullage dépassant les tolérances du fascicule 74

6.1.4 La surveillance des travaux

Elle doit porter sur :

– la conformité aux plans (équarrissage des éléments…) ;

– la propreté et l'aplomb des coffrages ;

– l'étanchéité, la sécurité de mise en œuvre des banches ;

– la possibilité de bétonnage correct.

Photographie 5 : ferraillage de radier

Le choix de la composition du béton et sa plasticité devront permettre le bétonnage correct du radier en tenant compte de la forte densité d'armatures.

6.2 Armatures

La fourniture, le façonnage et la mise en œuvre doivent être conformes aux prescriptions du fascicule 65 A du CCTG et à celles de l'AFCAB.

Le calage des armatures doit respecter les valeurs prescrites par la norme NF EN 206.1 et le FD.P 18.011.

Remarque

Le soin apporté à l'enrobage des aciers est fondamental dans la mesure où l'on constate que 80 % des pathologies découlent d'un défaut d'enrobage.

6.2.1 Exemple sur les voiles d'un dessableur

Tableau 20 : résultats des essais d'auscultation pachométriques

Linéaire Longueur	(m)	1/5 5	2/5 5	3/5 5	4/5 5	5/5 4,2	Total 24,2
Enrobage < 20 mm	n	10	1	23	3	5	42
	n_{20}/N	25,0 %	2,9 %	66,7 %	8,8 %	16,1 %	24,0 %
Enrobage < 30 mm	n	23	15	27	14	26	105
	n_{30}/N	57,6 %	42,9 %	77,1 %	41,2 %	83,9 %	60,0 %
Enrobage < 40 mm	n	30	31	32	21	28	142
	N_{40}/N	75,0 %	88,6 %	91,4 %	61,8 %	90,3 %	81,1 %
	N	**40**	**35**	**35**	**34**	**31**	**175**
Enrobage mini	(mm)	12	19	14	14	13	12
Enrobage maxi	(mm)	89	52	80	83	59	89
Enrobage moyen	(mm)	32	32	24	36	27	30
Écart-type	(mm)	17	7	13	14	9	

Il apparaît que pour la paroi 3/5 par exemple, 91,4 % des aciers ne respectent pas la condition d'enrobage minimal de 4 cm.

Photographie 6 : poutre de couronnement d'un réservoir en paroi moulée

6.2.2 Traitement des reprises de bétonnage

Il existe différents procédés permettant de traiter avec plus ou moins d'efficacité les reprises de coulage au niveau des parois hydrauliques des réservoirs.

On peut ainsi distinguer :

– les méthodes traditionnelles sans éléments rapportés consistant en une indentation des parements (5 mm minimum) avec éventuellement une barbotine d'accrochage ;

– les méthodes par éléments rapportés tels que joints hydrogonflants, bande d'arrêt d'eau, bande à coller…

Il est à noter cependant que cette dernière série demande une étude précise des coffrages. Par exemple la mise en œuvre de joints hydrogonflants au niveau d'un ouvrage de rétention d'effluents agressifs devra se faire entre le lit d'armatures et le parement intérieur du réservoir de façon à éviter la corrosion des armatures, ce qui nécessite d'augmenter l'enrobage des aciers de l'épaisseur du joint au minimum.

Il est rappelé en outre que les joints hydrogonflants doivent faire l'objet d'un avis technique du CSTB valide pour ce type d'utilisation (environnement agressif).

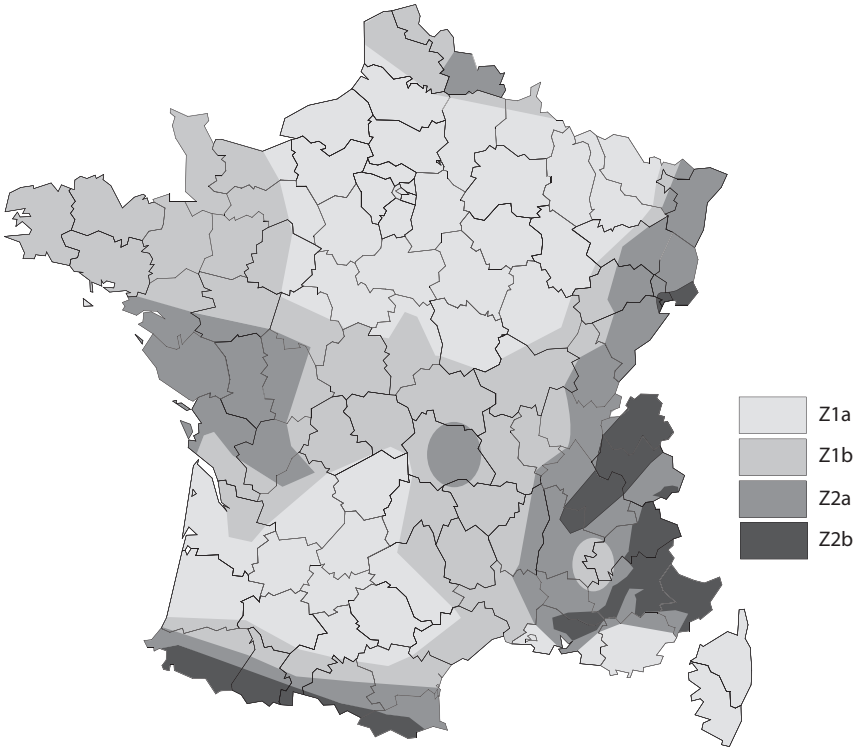
La mise en œuvre de bandes à coller présente l'avantage de pouvoir intervenir a posteriori sur la fissuration et d'être visuellement accessible.

6.2.3 Spécificités des constructions en région où des dispositions parasismiques sont exigées

Fig. 7 : carte de la zone sismique de 1991

Zone 0 - Sismicité pratiquement négligeable, le risque n'est cependant pas exclu
Zone Ia - Sismicité très faible mais non négligeable
Zone Ib - Sismicité faible
Zone II - Sismicité moyenne

Fig. 8 : carte du zonage sismique de l'EC 8
(carte provisoire en attente de la parution du décret d'application)



Ces dispositions constructives sont issues des Règles PS 92 de l'EC 8 et du guide de l'AFPS.

Elles sont résumées dans les figures ci-après.

6.2.3.1 Recouvrement des armatures longitudinales

Dans les zones critiques, les longueurs de recouvrement des armatures longitudinales sont majorées de 50 % par rapport au BAEL.

Les armatures transversales dans la longueur du recouvrement sont telles que :

$s_t \leq \min(h/4 ; 100)$

$A_{st} = s(d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd})$

où :

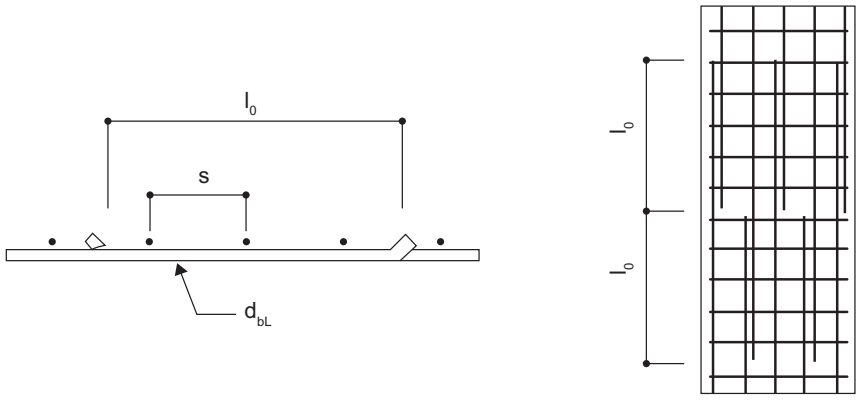
d_{bl} = diamètre des armatures en recouvrement ;

s espacement des armatures transversales ;

f_{yld} = limite d'élasticité des armatures longitudinales ;

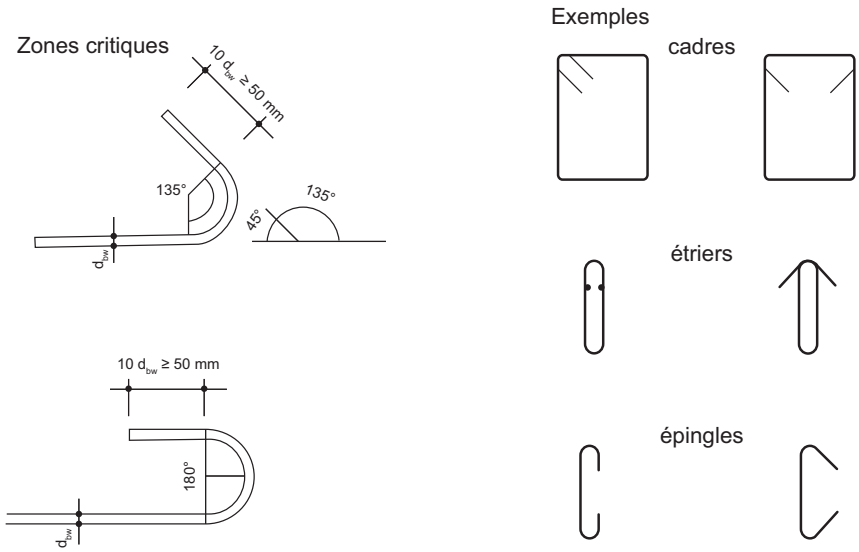
f_{ywd} = limite d'élasticité des armatures transversales.

Fig. 9 : schéma de recouvrement des armatures longitudinales



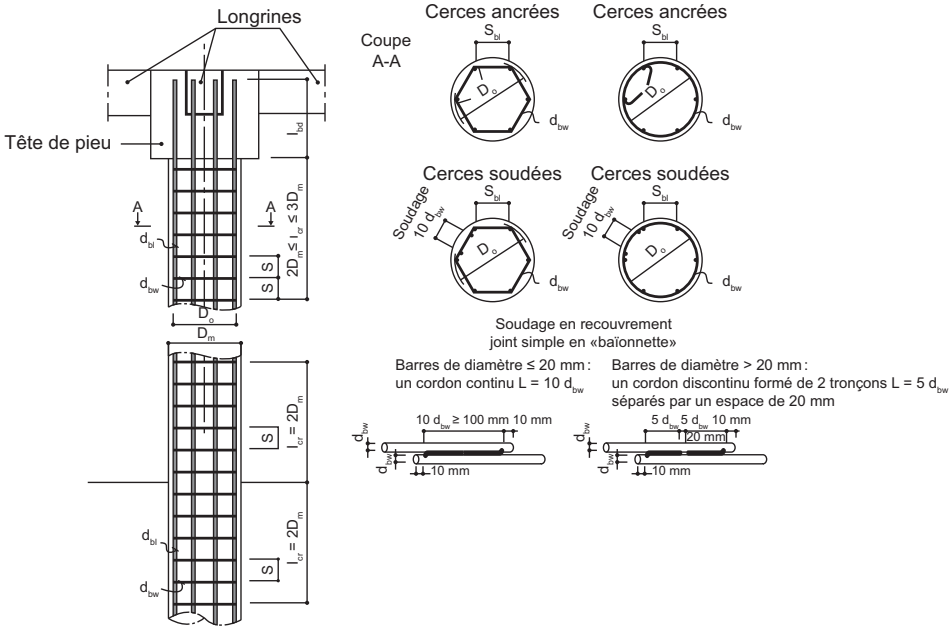
6.2.3.2 Ancrages des armatures transversales

Fig. 10 : détails des dispositions d'ancrage des armatures



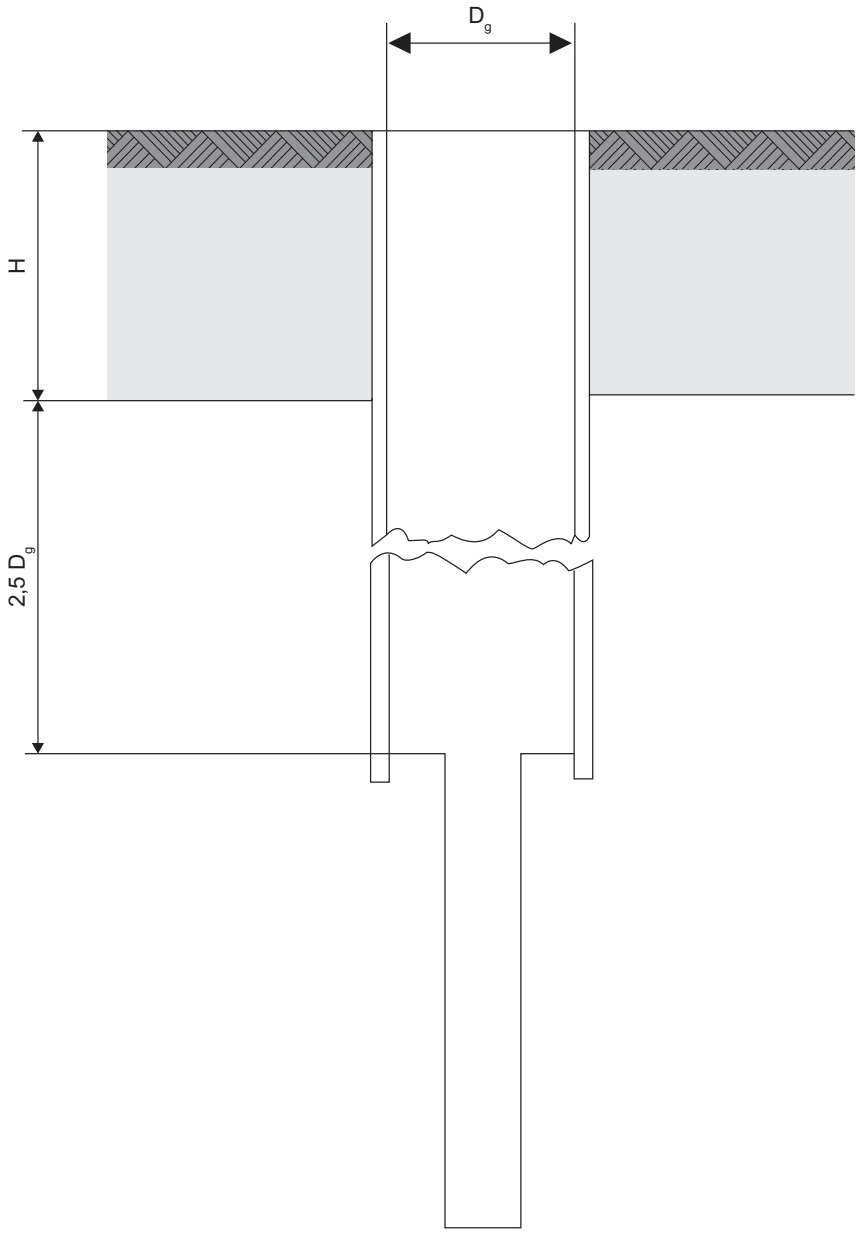
6.2.3.3 Fondations profondes (type pieux)

Fig. 11 : détails du recouvrement des armatures longitudinales des pieux


Longrines
Tête de pieu
Coupe A-A
Cerces ancrées
Cerces ancrées
Cerces soudées
Cerces soudées
Soudage 10 d_bw
Soudage en recouvrement
joint simple en «baïonnette»
Barres de diamètre ≤ 20 mm : un cordon continu L = 10 d_bw
Barres de diamètre > 20 mm : un cordon discontinu formé de 2 tronçons L = 5 d_bw séparés par un espace de 20 mm
10 d_bw ≥ 100 mm 10 mm
5 d_bw 5 d_bw 10 mm
20 mm
10 mm

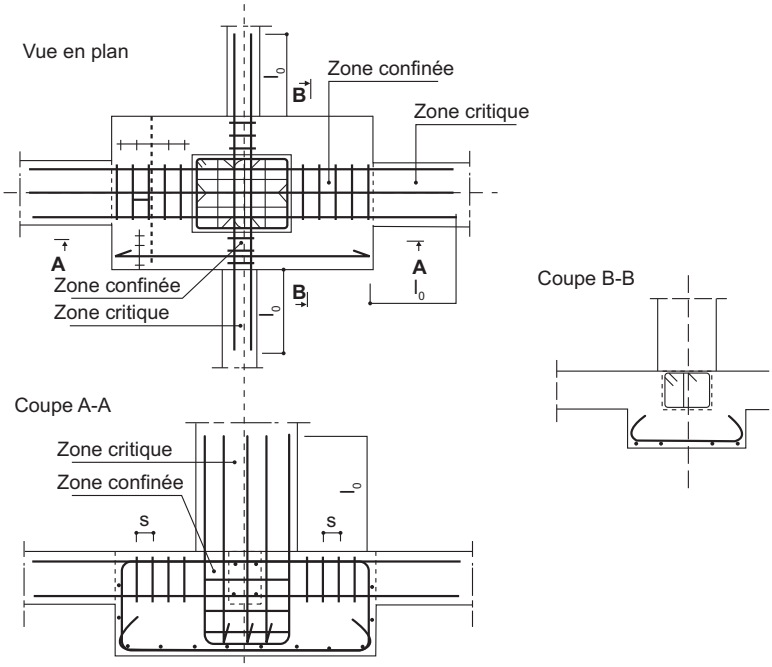
6.2.3.4 Fondations profondes (type micropieux)

Fig. 12 : exemple de chemisage de la tête du micropieu dans la zone de couche de sol susceptible d'être influencée par le séisme



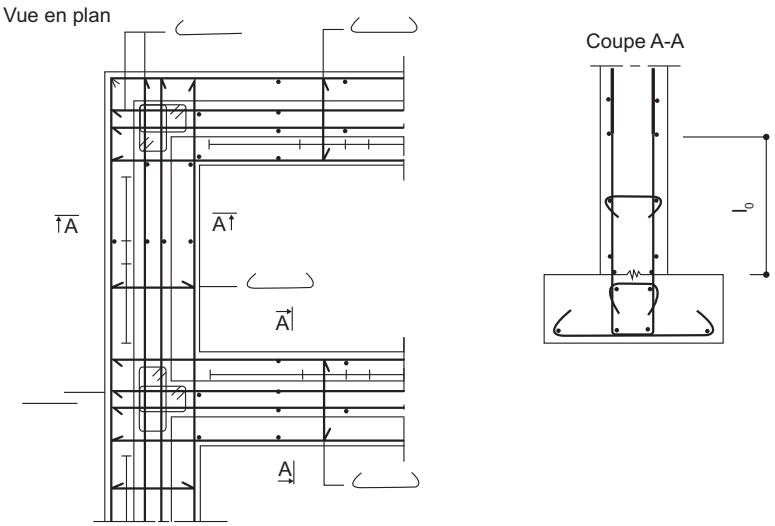
6.2.3.5 Fondations superficielles (semelles isolées)

Fig. 13 : principe de ferraillage des fondations superficielles



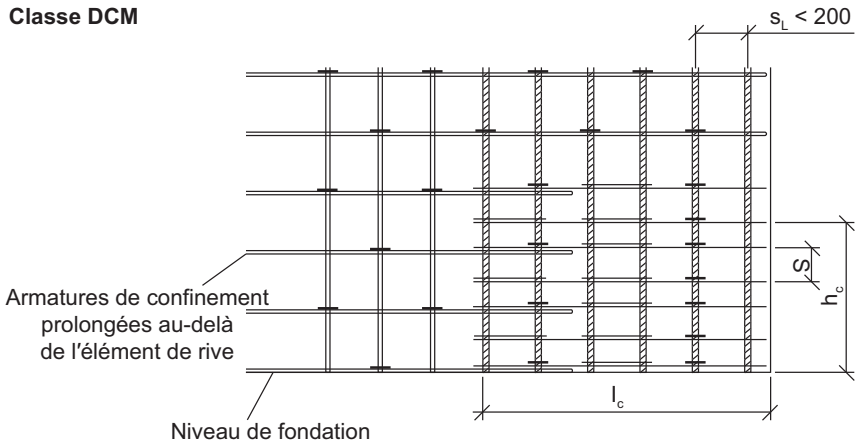
6.2.3.6 Fondations superficielles (semelles filantes)

Fig. 14 : principe de ferraillage des semelles filantes



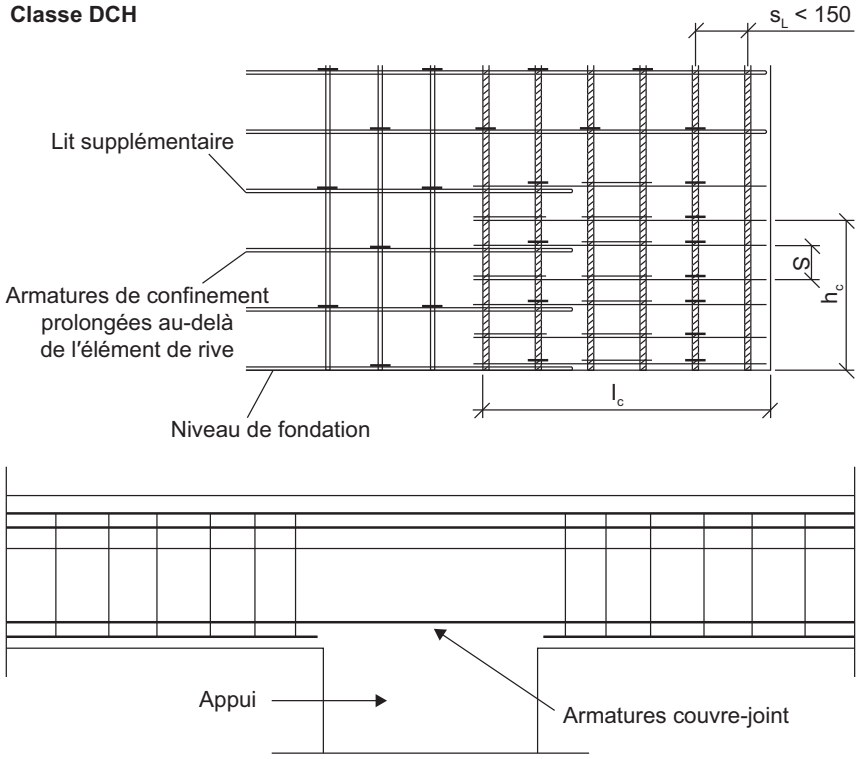
6.2.3.7 Voiles

Fig. 15 : principe de recouvrement des armatures des voiles



6.2.3.8 Liaisons

Fig. 16 : exemple de liaison poteau-poutre



Remarque

Une attention particulière sera à apporter aux éléments de couverture pour lesquels le fascicule 74 recommande une désolidarisation.

7. La fabrication et la mise en œuvre des bétons

On se réfèrera aux prescriptions vues en phase conception des ouvrages avec en plus les prescriptions suivantes :

– le dosage en ciment ne peut être inférieur à 350 kg/m^3 (sauf justification contraire) ;

– l'affaissement au cône est compris entre 6 et 8 cm pour les parois horizontales et entre 8 et 10 cm pour les parois verticales ;

– le rapport G/S est inférieur à 2,20 et les dimensions des plus gros grains ne dépassent pas 25 mm pour du béton coulé en place ;

– le rapport E/C est inférieur à 0,55.

Le transport et la mise en œuvre du béton sont conformes aux prescriptions des fascicules 65 A et 65 B complétées par les dispositions suivantes :

– hauteur de déversement du béton inférieure à 1,5 m ;

– traitement des arrêts et reprises de bétonnage (armatures en attente, nettoyage, piquage…). L'emploi de produit de collage est conseillé ;

– protection des ouvrages par produit de cure.

Le contrôle de la fabrication des bétons consiste en les opérations suivantes :

– la vérification de la formulation ;

– la vérification de la résistance à la compression ;

– la vérification de la plasticité ;

– la vérification de la résistance à la traction (pour des cas particuliers).

8. Les contrôles, les essais et les épreuves

– Fondations superficielles : après ouverture des fouilles, on procèdera, si nécessaire, à des essais de contrôle de nature et de portance du sol (voir également la mission confiée au géotechnicien).

– Fondations profondes : il y a lieu d'indiquer, dans le CCTP, la nature et la densité des essais à réaliser sur les pieux.

– Renforcement de sol : il s'agit généralement d'essais géotechniques (dans les colonnes et entre les colonnes), accompagnés d'essais de chargement des colonnes.

À défaut, on pourra se référer aux dispositions du DTU 13.2 et du fascicule 68.

À titre d'exemple, il est d'usage, pour des ouvrages importants, de prévoir au moins 20 % d'ouvrages à tester.

Ces essais sont d'autant plus importants que ces travaux sont réalisés « en aveugle ».

Il en résulte différentes méthodes permettant d'apprécier l'intégrité des pieux :

– les essais soniques par transparence ;
– les essais par micro-sismique transparence ;
– les essais par impédance mécanique ;
– les carottages mécaniques.

La méthodologie de ces essais est détaillée ci-après.

8.1 Essais soniques par transparence

Principe

On mesure le temps de propagation et la variation d'amplitude d'ondes acoustiques au travers du béton entre un émetteur et un récepteur descendus parallèlement dans des tubes prévus à cet effet.

Mise en œuvre

Il y a nécessité de prévoir des tubes d'auscultation en nombre suffisant pour pouvoir contrôler la totalité du fût. On retient les dispositions suivantes :

– pieu ∅ < 60 cm : prévoir deux tubes ;
– pieu ∅ < 120 cm : prévoir trois tubes à 120° ;
– pieu ∅ > 120 cm : prévoir quatre tubes à 90° ;
– barrette : prévoir des tubes sur tout le périmètre avec une distance maximale entre chacun de 1,50 m.

Recommandation

– faire les mesures avant le recépage ;
– âge minimal du béton : 7 jours ;
– tubes parallèles et fixés à la cage d'armature ;
– base des tubes bouchonnée ;
– avant mesure, remplir les tubes d'eau propre.

Fig. 17 : exemple de résultats d'essais par transparence

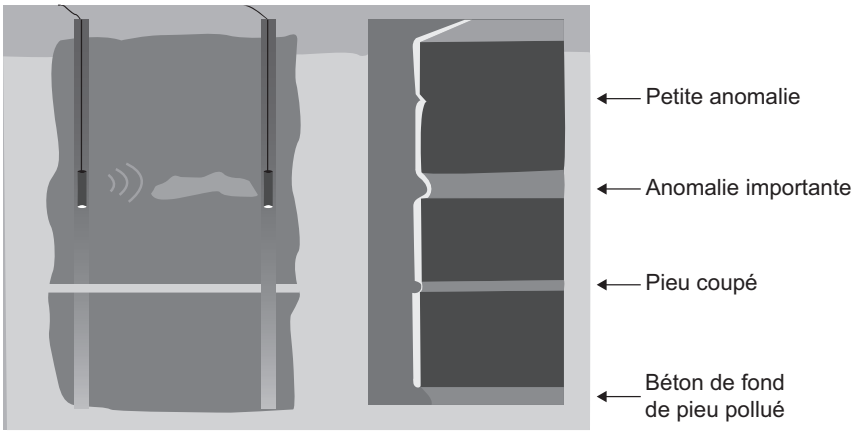
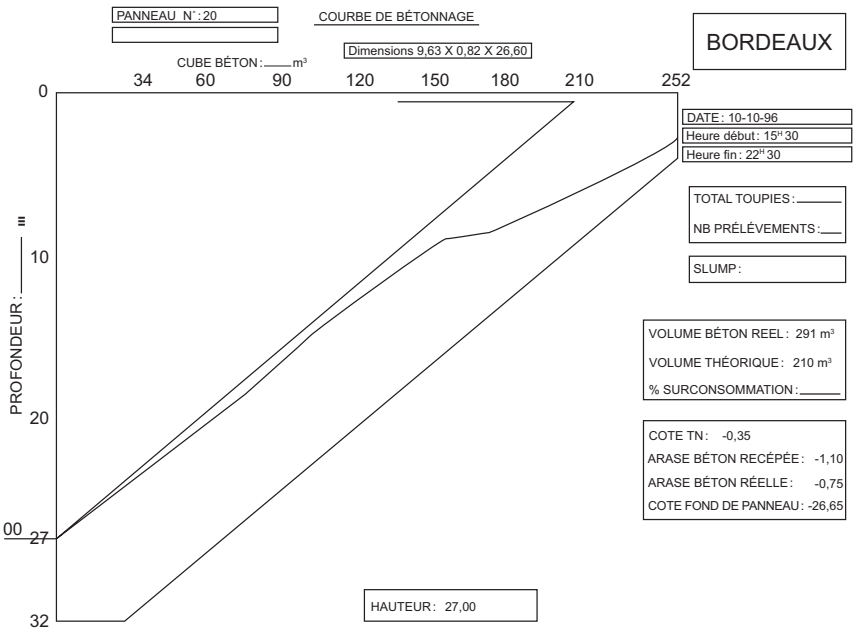
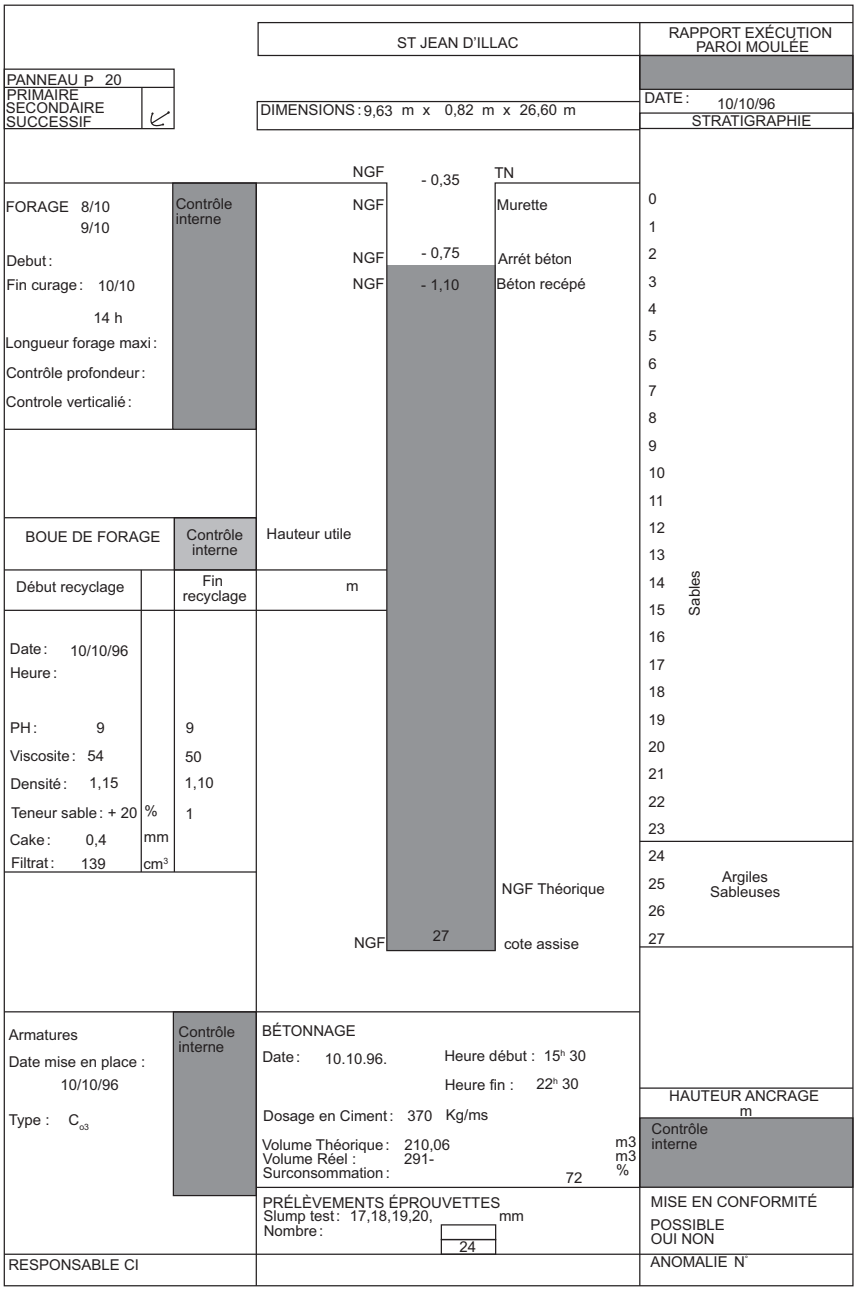


Fig. 18 : exemple de courbe de bétonnage



La courbe de bétonnage réelle doit être située au-dessus de la courbe théorique.

Fig. 19 : fiche d'autocontrôle de forage



8.2 Essais par micro-sismique transparence

Principe

On réalise parallèlement au pieu un forage d'une profondeur supérieure. Ce forage est équipé d'un tube plastique dans lequel on descend un accéléromètre. Un choc sur la tête du pieu met un temps t à arriver jusqu'à l'accéléromètre. On trace la courbe t = f (profondeur).

Mise en œuvre

Après exécution des pieux, le tube étant rempli d'eau.

8.3 Essais par impédance mécanique

Principe

On applique sur la tête du pieu à ausculter une impulsion sinusoïdale. On met en œuvre un capteur qui mesure la vitesse v de la tête du pieu en fonction de la fréquence d'excitation f. L'impédance mécanique est le rapport entre l'impulsion appliquée et la vitesse mesurée.

Mise en œuvre

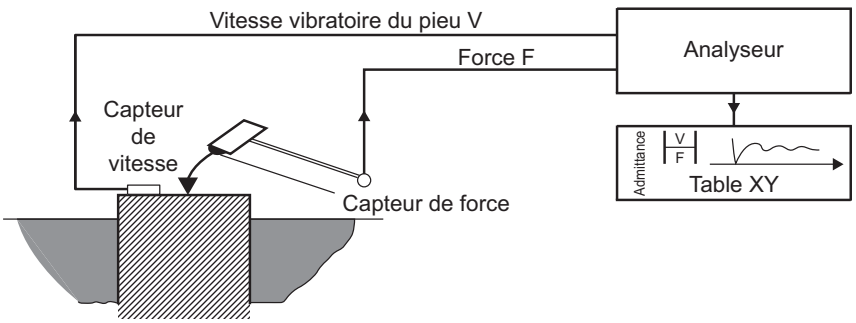
Aucune disposition particulière n'est à prévoir si ce n'est le surfaçage de la tête du pieu. La courbe obtenue permet de visualiser la longueur du pieu, la présence d'un défaut, la raideur de la couche d'ancrage, la qualité du béton.

Recommandations

Cette méthode est déconseillée pour les pieux dont l'élancement est supérieur à 20.

L'interprétation des mesures nécessite la connaissance des conditions d'exécution et de la nature du sol.

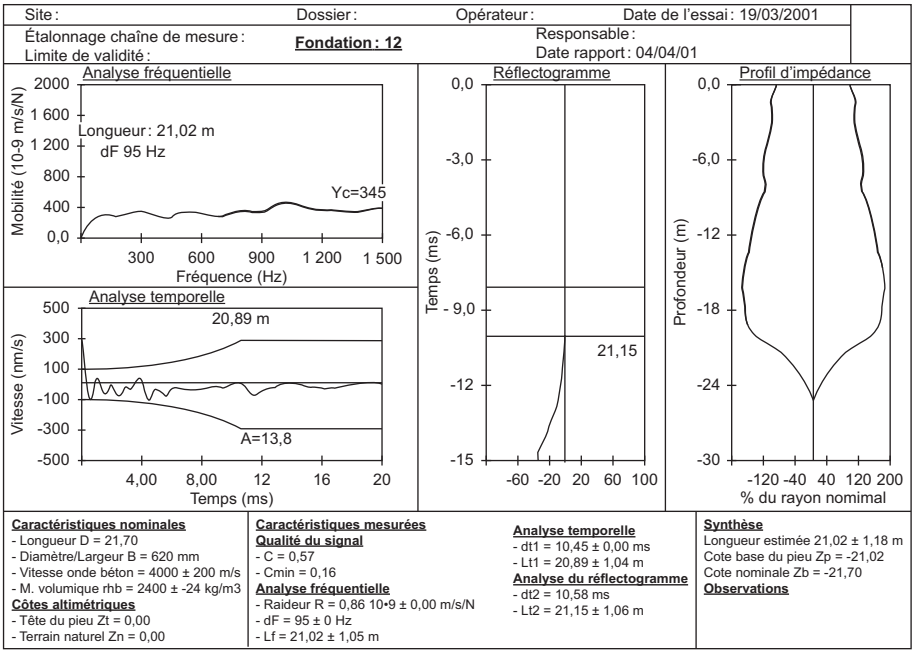
Fig. 20 : schéma de principe d'une auscultation par impédance



Exemple de résultats d'essais par impédance mécanique

L'essai d'impédance permet de visualiser l'état de conservation du pieu ; il doit être corrélé avec les enregistrements des paramètres de forage pour la vérification de la fiche et de la longueur.

Fig. 21 : résultat d'un essai d'impédance



8.4 Carottage mécanique

Principe

On réalise un carottage dans le béton de la base du pieu au travers d'un tube mis en place avec la cage d'armature. On prolonge le carottage 1,50 m environ sous la base du pieu et on analyse en laboratoire la qualité du béton remonté ainsi que l'interaction sol/pieu.

Mise en œuvre

Il est nécessaire de descendre un tube carottier fermé à sa base par un bouchon. Ce tube peut également servir à injecter la base du pieu en cas de défaut détecté au contact sol/béton.

Recommandations

– âge du béton : 8 jours minimum ;

– attention au réglage de l'inclinaison.

Tableau 21 : exemple d'essais de carottage

Mode de mise en place : inconnu Affaissement du cône : inconnu
Caractéristiques des éprouvettes : f 6,00 cm, longueur 12 cm

	Essais de compression (EF P18-406)				Essais de fendage (EF P18-408)			
ASE en jours	Éprouvette		Charge totale de rupture Kn	Contrainte de rupture MPa	Éprouvette		Charge totale de rupture Kn	Contrainte de rupture MPa
	N°	Masse (kg)			N°	Masse (kg)		
28	1	0,73	116,0	41,0	*	*****	******	******
28	2	0,73	117,4	41,5	*	*****	******	******
28	3	0,73	113,2	40,0	*	*****	******	******

La valeur obtenue à 28 jours est en moyenne de 40,8 MPa. Elle permet de s'assurer de la qualité du béton de la pointe du pieu (contact sol/béton) et de valider la prise en compte du terme de pointe.

Elle ne permet pas de déroger à la valeur de f_{clim} préconisée par le fascicule 62 titre V pour le calcul mécanique de la capacité portante de la fondation.

8.5 Essai de chargement

Il est également possible de vérifier la potence du pieu par un « essai de portance ». L'objectif est de mesurer que la charge nominale du pieu est bien celle prévue à l'étude géotechnique.

Ces pieux sont instrumentés et la charge d'épreuve correspond à 1,40 fois la charge à l'ELS.

On trace alors les diagrammes suivants.

Fig. 22 : procès-verbal d'un essai de changement

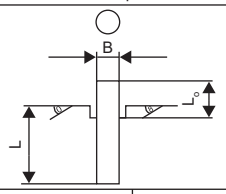
Procès-verbal – Exemple

Essai statique de pieu isolé sous charge axiale
Essai préalable effectué conformément à la norme NF P 94-150

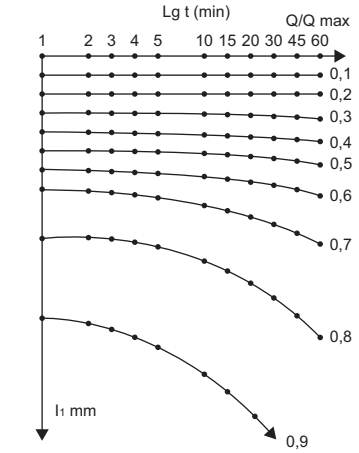
Firme : _____ Site : _____ N° dossier
Établi par : _____ réf. : plan d'implantation _____

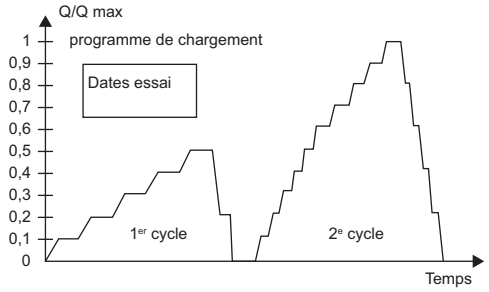
Caractéristiques du pieu
Nature = _____
Mise en œuvre = _____
Géométrie B = _____ L = _____ L_O = _____
Aire section armature = _____
Charge limite élastique Q_G = _____
Charge limite estimée Q_L = _____
Inclinaison du pieu = _____
Q max = _____

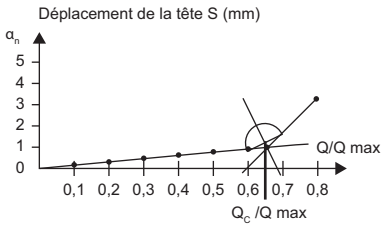
Date de la fin d'exécution du pieu : _____

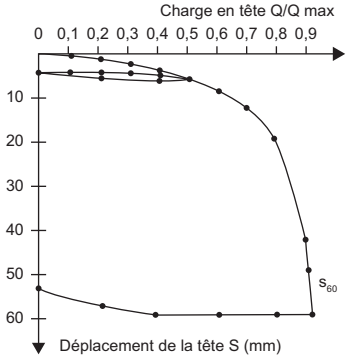


Essai		1er cycle						2e cycle					Déchargement				
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	-8	-6	-4	-2	0
Effort	Q/Qmax																
S_{60}	mm																
S_{30}	mm																
a_n =	mm																
α_n =	mm																



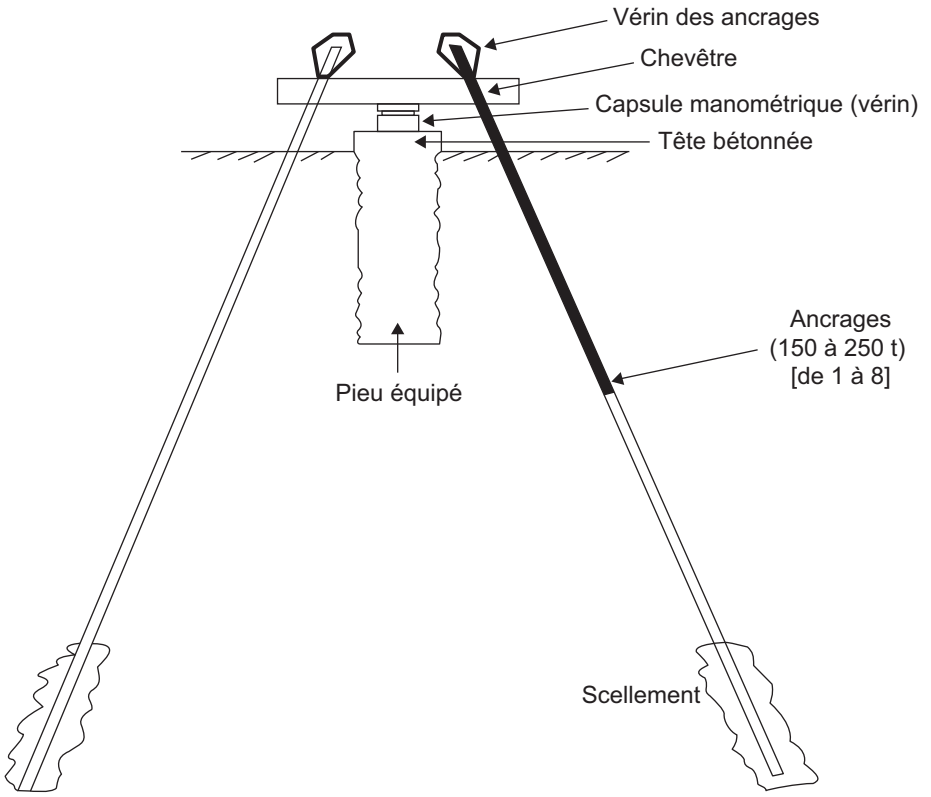






Résultats Essai de pieu	Q_{CE} = _____ MN	Q_{LE} = _____ MN

Fig. 23 : principe du dispositif de l'essai de chargement



8.6 Essai de mise en eau

Les épreuves à l'eau des ouvrages de rétention sont définies par le fascicule 74 de la façon suivante :

– Remplir d'eau la cuve, le château d'eau, le bassin ou le réservoir lentement et régulièrement.

– Dans le cas des batteries, remplir d'eau simultanément toutes les cuves et réservoirs situés à des niveaux de fondation voisins.

– Si la batterie de cuves ou réservoirs comporte plusieurs niveaux, remplir dès le premier essai toute la batterie, afin de lui donner son poids maximal en charge.

– Le niveau d'eau est maintenu constant au moins pendant les 10 jours suivant la fin du remplissage.

– Vider les cuves ou réservoirs de façon alternée et dans un ordre quelconque pour vérifier le comportement des parois intermédiaires.

Constatation des fuites

Les fuites sont constatées contradictoirement et leurs mesures doivent se faire au plus tôt 10 jours après la fin du premier remplissage.

En l'absence de fuites apparentes, les ouvrages sont déclarées étanches s'ils remplissent, lors de la réception, cette condition.

Les pertes ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes

– 500 cm^3/m^2 de paroi mouillée pour un réservoir sans revêtement ;

– 250 cm^3/m^2 de paroi mouillée pour un réservoir avec revêtement.

Exemple de PV d'épreuve à l'eau

Ouvrage hydraulique de référence

Procès verbal d'épreuve à l'eau des ouvrages selon les modalités du fascicule 74 du CCTG.

Date de réalisation des essais :

Conditions climatiques :

Intervenants :

Maître d'ouvrage représenté par :

Maître d'œuvre représenté par :

Entreprise représentée par :

Caractéristiques de l'ouvrage :

- Classe d'étanchéité :
- Nature :
- Dimensions :
- Plans de référence :

Remplissage de l'ouvrage :

- Date du remplissage :
- Hauteur d'eau mesurée :
- Surface mouillée :
- Pertes admissibles calculées :

Épreuve de l'ouvrage :

- Date de l'épreuve :
- Hauteur d'eau mesurée :
- Pertes mesurées :
- Nature des pertes :

Conclusion de l'épreuve :

- Concluante :
- Non concluante :

Bibliographie

D. Gay, *Matériaux composites*, Hermès, 4e éd., 1997

G. Philipponnat et B. Hubert, *Fondations et ouvrages en terre*, éditions Eyrolles, 1997

Fascicule 74 du CCTG

H. Thonier, Cours de béton précontraint de l'ESTP

H. Thonier, *Conception et calcul des structures de bâtiment*, tome 5, Presses de l'ENPC, 2e éd., 1999

Guide pratique des stations de traitement des eaux

Cet ouvrage a pour vocation première de sensibiliser les non-spécialistes du génie civil aux différents problèmes qu'ils peuvent rencontrer lors de l'élaboration et de la réalisation d'un projet de station de traitement des eaux. L'organisation tripartite du livre est basée sur celle du fascicule 74 du CCTG et correspondant aux différentes phases que sont les études préalables, la conception et la réalisation des structures.

Une place importante a été faite au matériau béton pour son utilisation majoritaire dans les ouvrages de rétention des eaux ainsi qu'aux matériaux composites que les caractéristiques mécaniques et physico-chimiques rendent particulièrement intéressants dans le cas de milieux fortement agressifs.

Conçu dans une période de transition entre l'application de la réglementation française et celle de la normalisation européenne, il aborde les grandes lignes de la partie 3 de l'Eurocode 2 relative au calcul des structures béton des silos et réservoirs.

À qui s'adresse l'ouvrage ?

Cet ouvrage s'adresse en priorité aux responsables du process ainsi qu'aux jeunes ingénieurs voulant s'initier aux spécificités du génie civil des réservoirs.

Sommaire

- ***Partie 1 : les études préalables***
- *1. Les études d'impact*
- *2. L'étude du contenu*
- *3. L'étude géotechnique*
- ***Partie 2 : la conception des ouvrages***
- *1. La fondation*
- *2. Les structures*
- *3. Application aux ouvrages hydrauliques*
- *4. Application aux ouvrages de bâtiments*
- ***Partie 3 : l'exécution des ouvrages***
- *1. La période de préparation*
- *2. L'implantation des ouvrages*
- *3. Le terrassement et les fouilles*
- *4. L'acceptation des sols de fondations*
- *5. Le prédimensionnement des ouvrages*
- *6. Les coffrages et les armatures*
- *7. La fabrication et la mise en œuvre des bétons*
- *8. Les contrôles, les essais et les épreuves*

Xavier Lauzin est spécialisé dans le contrôle des ouvrages de génie civil, il est ingénieur et chef de projet à l'agence SOCOTEC de Bordeaux. Il intervient également comme enseignant au CNAM de Bordeaux et à l'Office international de l'eau de Limoges.

www.editions-eyrolles.com

Code éditeur : G12566 • ISBN : 978-2-212-12566-5

barbary-courte.com | Photos de Laurent Thion | Ecliptique.com